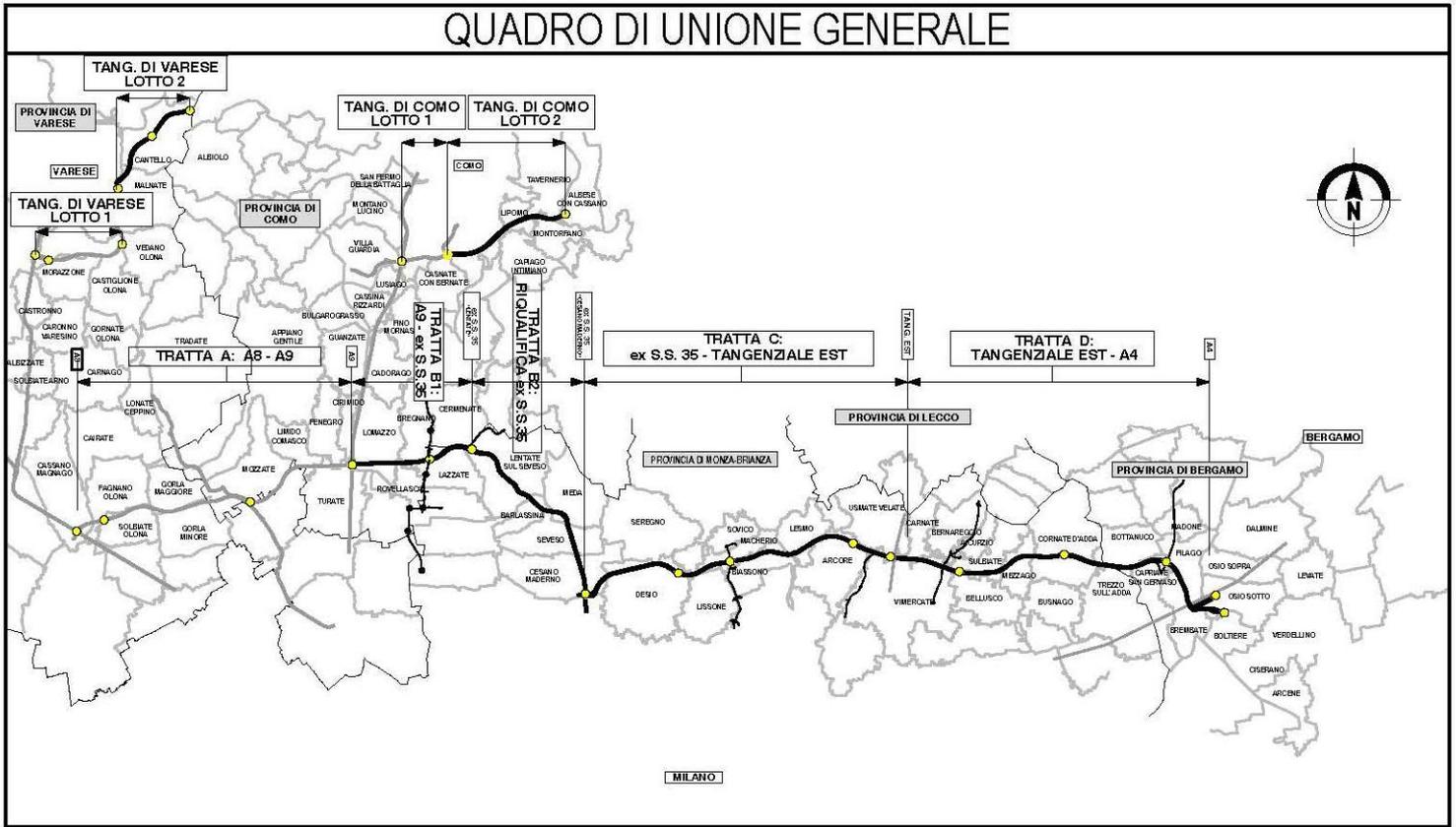


QUADRO DI UNIONE GENERALE



COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE

DALMINE-COMO-VARESE-VALICO DEL GAGGIOLO E OPERE AD ESSO CONNESSE

CODICE C.U.P. F11B06000270007

PROGETTO ESECUTIVO TRATTA B2

OPERE D'ARTE MAGGIORI – PONTI E VIADOTTI PONTE SEVESO - BARUCCANETTA RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE E FONDAZIONI

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

FASE PROGETTUALE	AMBITO	TRATTA	CATEGORIA	OPERA	PARTE DI OPERA	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVA	REVISIONE ESTERNA
E	SR	B2	131	PO01	019	RC	001	a

DATA 31/08/2023
SCALA Varie

CONCEDENTE



CONTRAENTE GENERALE

PEDELOMBARDA NUOVA S.c.p.A.

DATA REVISIONE

DATA	REVISIONE
31/08/2023	A seguito di RDV-TRS064-P012 a01

ELABORAZIONE PROGETTUALE

PROGETTISTI	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
 PROGER	Ing. Carlo Listorti
Redatto: Ing. A. Bergami	Verificato: Ing. F. De Fanis
	Approvato: Ing. S. Sguzzo

CONCESSIONARIO



PROGETTISTA





COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DALMINE – COMO – VARESE – VALICO DEL GAGGIOLO
E OPERE CONNESSE

PROGETTO ESECUTIVO

TRATTE B2, C, TRMI10/TRMI17/TRCO06

TRATTA B2

PONTE SEVESO - BARUCCANETTA

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE
E FONDAZIONI

1 SOMMARIO

1	SOMMARIO.....	3
2	PREMESSA.....	6
3	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	7
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	10
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
5.1	Calcestruzzo.....	11
5.1.1	Strutture in elevazione	11
5.1.2	Plinto di fondazione.....	12
5.1.1	Pali di fondazione	12
5.1.1	Baggioli	13
5.2	Acciaio per armature ordinarie	13
5.3	Copriferri.....	13
5.1	Acciaio per la palancola	13
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	14
7	CONVENZIONI DI SEGNO E UNITA' DI MISURA	14
8	ANALISI DEI CARICHI	15
8.1	Sintesi scarichi impalcato	15
8.1.1	Pila	15
8.1.2	Spalla.....	16
8.2	Azioni sismiche	17
8.2.1	Modalità di valutazione degli effetti	26
8.3	Carichi sulla pila	27
8.3.1	Carichi permanenti strutturali G_1	27
8.3.2	Carichi permanenti sul plinto di fondazione	27
8.3.3	Azione del vento sulla pila	27
8.3.4	Urto da traffico ferroviario	29
8.4	Carichi sulla spalla.....	30
8.4.1	Pesi propri.....	30
8.4.2	Spinta delle terre in condizioni statiche	30
8.4.3	Spinta indotta dal sovraccarico permanente	31
8.4.4	Spinta indotta dai sovraccarichi accidentali	32
8.4.5	Spinta sismica del terreno	33
8.4.6	Forze inerziali dovute al sisma.....	36
9	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	38
10	CRITERI DI MODELLAZIONE	44

10.1	Modellazione della pila.....	44
10.1.1	Fusto della pila.....	44
10.1.2	Plinto della pila	44
10.2	Modellazione della spalla	45
10.3	Determinazione delle azioni in fondazione.....	46
11	CRITERI DI VERIFICA.....	47
11.1	Verifica agli stati limite di esercizio	47
11.1.1	Verifica a fessurazione.....	47
11.2	Verifica delle tensioni in esercizio	49
11.3	Verifica agli stati limite ultimi.....	50
11.3.1	Sollecitazioni flettenti.....	50
11.3.2	Sollecitazioni taglianti.....	50
12	VERIFICA DEL FUSTO PILA.....	52
12.1	Sollecitazioni agenti.....	52
12.2	Verifica del fusto.....	55
12.2.1	Verifiche a flessione.....	56
12.2.2	Verifiche a taglio	65
13	VERIFICA DEL PLINTO DELLA PILA.....	67
13.1	Analisi dei risultati	67
13.2	Verifiche.....	73
13.2.1	Verifica in direzione trasversale	74
13.2.2	Verifica in direzione longitudinale.....	79
13.2.3	Verifica a taglio	84
13.2.4	Verifica a punzonamento del plinto – palo	85
14	SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI DELLA SPALLA	87
14.1	Muro frontale	87
14.2	Muri andatori.....	93
14.3	Plinto di fondazione.....	98
15	VERIFICHE DELLA SPALLA.....	104
15.1	Muro paraghiaia – Muri andatori	104
15.1.1	Verifica dell’armatura verticale	105
15.1.2	Verifica armatura orizzontale zona centrale	109
15.1.3	Verifica armatura orizzontale attacco muri andatori	113
15.1.4	Verifica a taglio	117
15.2	Plinto di fondazione.....	118
15.2.1	Verifica dell’armatura trasversale	119

15.2.2	Verifica dell'armatura longitudinale	123
15.2.3	Verifica a taglio	127
15.2.4	Verifica a punzonamento	128
16	VERIFICHE DEI BAGGIOLI	130
17	MIRCOPALI DI FONDAZIONE.....	134
17.1	Analisi agli stati limite ultimi SLU.....	134
17.2	Criteri di verifica geotecnica	135
17.2.1	Caratteristiche della fondazione della pila	135
17.2.2	Caratteristiche della fondazione della spalla.....	141
17.3	Verifiche geotecniche	147
17.3.1	Capacità portante	147
17.3.2	Verifica del carico limite orizzontale sui pali	148
17.3.3	Verifiche SLE	149
17.4	Verifiche strutturali	150
17.4.1	Verifica del micropalo della pila	150
17.4.2	Verifica del micropalo della spalla.....	151
18	ANALISI PARATIE.....	152
18.1	Metodologia di calcolo	152
18.1.1	Pressione e resistenza statica delle terre e dell'acqua.....	153
18.2	Combinazioni e coefficienti parziali.....	156
18.2.1	Modello geometrico di riferimento.....	156
18.3	Caratterizzazione geotecnica dei terreni.....	157
18.4	Sezioni di calcolo.....	158
18.5	Fasi di calcolo.....	159
18.6	Risultati di calcolo e verifiche	160
18.7	Verifiche di resistenza palancole	162
18.8	Appendice A – Report di calcolo “Paratie Plus”	164

2 PREMESSA

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali relative alla pila, alla spalla ed alle fondazioni (compresa l'opera provvisoria a sostegno dello scavo della pila) della passerella pedonale Seveso-Baruccanetta necessaria per collegare i percorsi pedonali che saranno realizzati nel contesto della "Green-Line", offerta in fase di gara (Criterio A3), che si sviluppa al di sopra delle nuove gallerie artificiali Seveso e Baruccana.

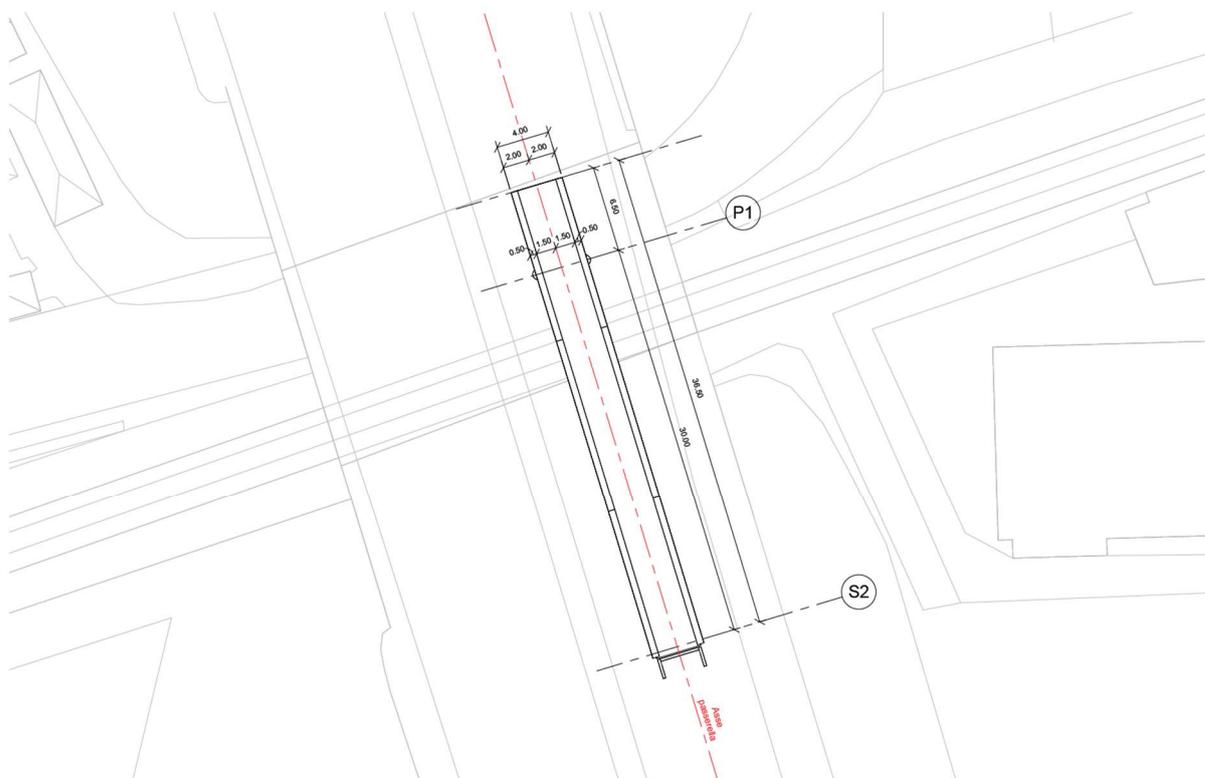
Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.1.2008 (nel seguito NTC08) e Circolare n .617 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" (nel seguito CICR09).

Siccome la passerella scavalca la ferrovia di competenza di FNM, come richiesto dall'ente gestore state inoltre considerate le prescrizioni riportate dal "Manuale di progettazione RFI" in ultima revisione (nel seguito MdP RFI).

Si rimanda al capitolo successivo per la descrizione di dettaglio delle strutture oggetto di verifica nel presente documento.

Si individua nello stralcio planimetrico riportato a seguire l'ubicazione delle strutture oggetto di analisi.

1 Planimetria Generale
1 : 200



3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La passerella oggetto di questo documento è composta da una campata appoggiata tra una spalla, realizzata con un plinto su micropali innestato nell'esistente rilevato della Pedemontana Lombarda, ed una pila, anch'essa fondata su un plinto con micropali, situata in adiacenza della ferrovia, nell'attuale sede di Via Sturzo.

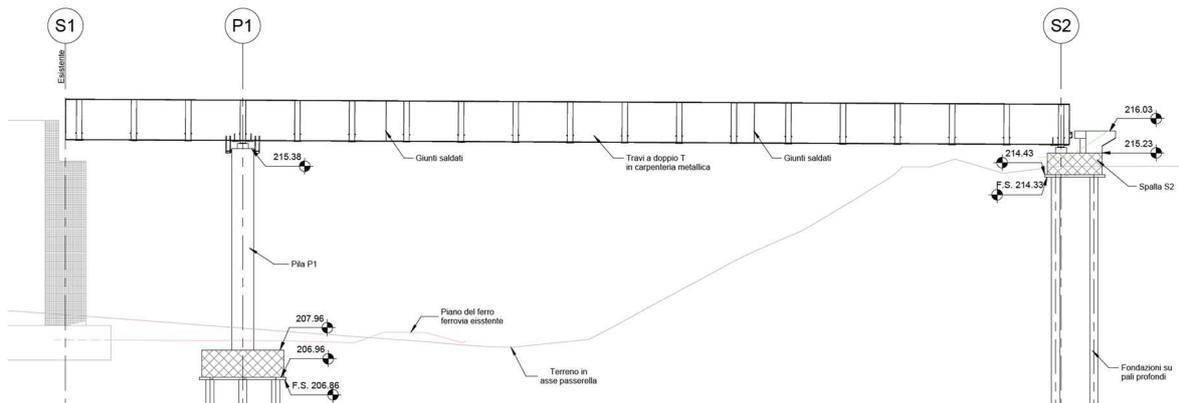
La campata principale è di 30 m. L'impalcato si estende oltre la pila, verso Nord, con uno sbalzo di 6.50 m che porta il camminamento in adiacenza ad una spalla esistente. Questa spalla, originariamente realizzata per un impalcato dell'attuale strada Pedemontana Lombarda, a seguito degli interventi a progetto, sarà sgravata della funzione statica di supporto al suddetto impalcato stradale ma continuerà a contenere il rilevato esistente su cui giacerà parte del nuovo percorso pedonale della "Green-Line".

Lo sviluppo planimetrico è rettilineo. Mentre la livelletta presenta una pendenza costante, studiata per garantire il corretto smaltimento delle acque.

L'impalcato, avente larghezza in pianta pari a 4m fuori tutto, è del tipo "a via inferiore" e la sua struttura portante è costituita da due travi principali a parete piena (composte saldate) posizionate ad interasse costante di 3.50 m, collegate da traversi posti ad interasse di 2m.

Sui traversi sono appoggiate lamiere grecate, con funzione di cassero (ed armatura inferiore) per la soletta in calcestruzzo armato che supporta il camminamento di larghezza costante pari a 3m.

In corrispondenza di ogni traverso è inoltre presente una nervatura di irrigidimento verticale, necessaria a garantire la stabilità dell'anima e della piattabanda superiore delle travi.

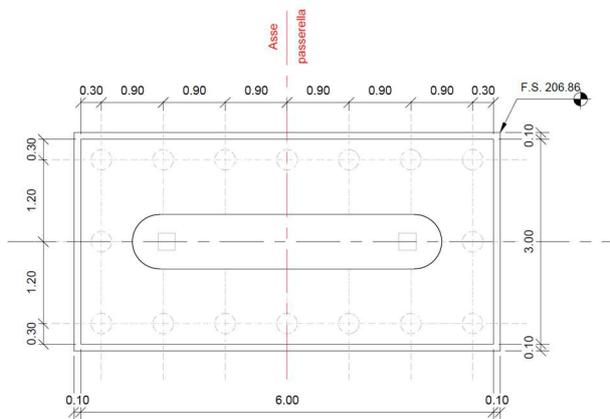
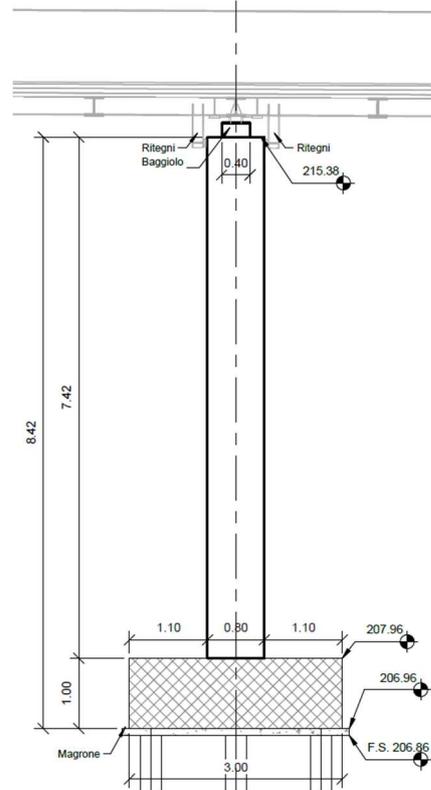
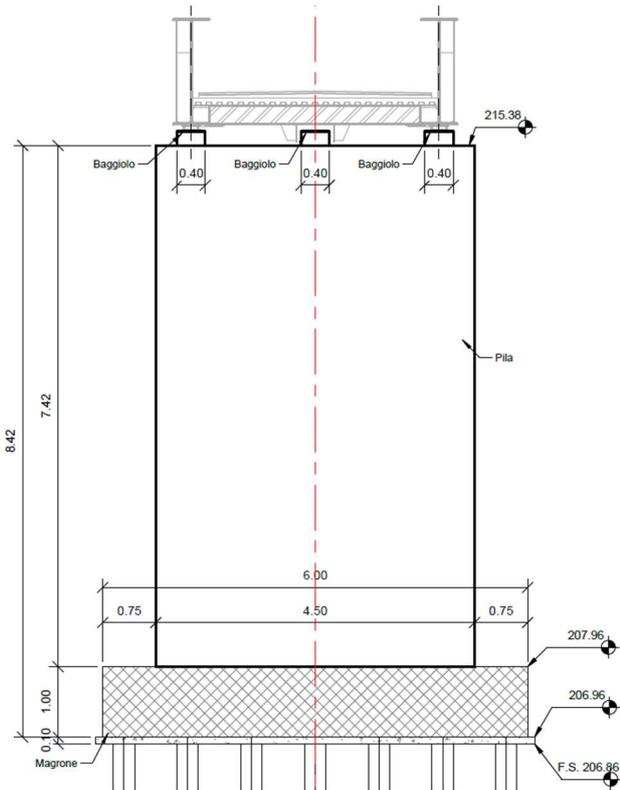


In vincolo tra l'impalcato e le sottostrutture è realizzato mediante l'impiego di dispositivi di appoggio "tradizionali" del tipo "a disco elastomerico confinato". Come richiesto dal MdP RFI è stato inoltre previsto un sistema di ritegni meccanici a battuta, in grado di evitare perdite di appoggio conseguenti a rottura delle apparecchiature.

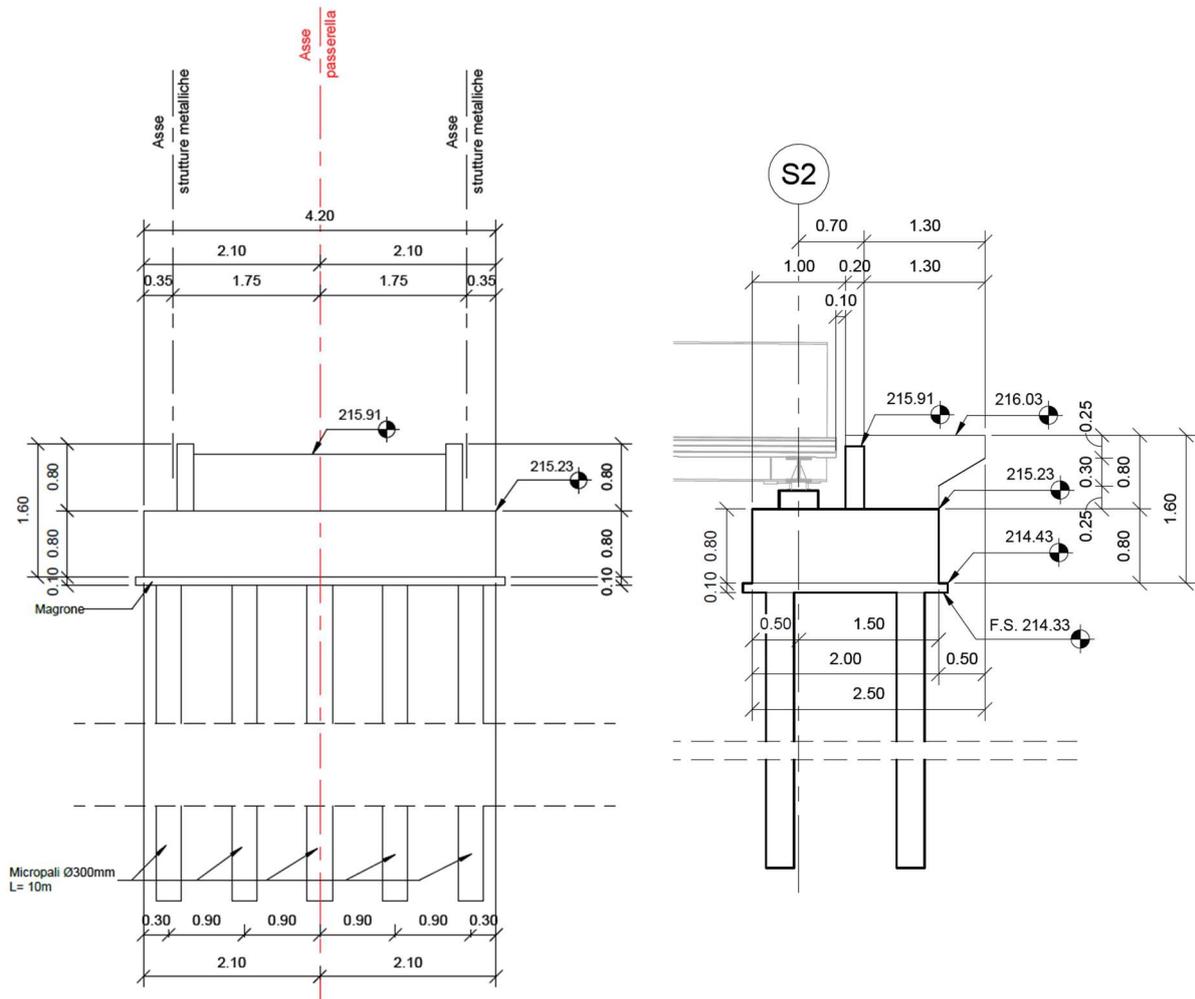


Le sottostrutture sono due:

- Una pila di altezza pari a 7.42m. Il fusto è realizzato con un setto in calcestruzzo armato di sezione rettangolare arrotondata (4.50m x 0.80m) basato su un plinto di spessore pari ad 1m



- Una spalla, realizzata semplicemente come un plinto di spessore 80cm, sormontato da un muro paraghiaia e due muri andatori di spessore pari a 20cm ad altezza pari a circa 80cm.



Come detto, tutte le fondazioni sono su micropali di diametro esterno 300mm e lunghezza 10m.

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le disposizioni legislative in elenco e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Norme Tecniche per le Costruzioni” .
- Circolare M.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008” .
- UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di progettazione RFI – Parte II – Sezione 2 - Ponti e strutture

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati per le spalle, ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nel DM 14.1.2008.

5.1 Calcestruzzo

5.1.1 Strutture in elevazione

Per il getto in opera delle elevazioni della pila e della spalla, si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate nel seguito:

C32/40 $f_{ck} \geq 32$ Mpa $R_{ck} \geq 40$ Mpa

Classe di esposizione: XC4+XF1

Classe di consistenza: S5

Diametro massimo inerti: 32/40 mm

In accordo con le norma adottata, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20	N/mm ²
Valore medio resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd(\text{Breve durata})} = f_{ck} / 1.50$	22.13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd(\text{Lunga durata})} = 0.85 f_{cd}$	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck < 50/60]	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk0,05} = 0.70 f_{ctm}$	2.17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / 1.5$	1.45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm})^{0.3}$	33643	N/mm ²

5.1.2 Plinto di fondazione

Per il getto in opera dei plinti di fondazione, si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate nel seguito:

C25/30 $f_{ck} \geq 25$ Mpa $R_{ck} \geq 30$ Mpa

Classe di esposizione: XC2

Classe di consistenza: S5

Diametro massimo inerti: 22/32 mm

In accordo con le norme adottate, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	30.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24.90	N/mm ²
Valore medio resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.90	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd(\text{Breve durata})} = f_{ck} / 1.50$	16.60	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd(\text{Lunga durata})} = 0.85 f_{cd}$	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk0,05} = 0.70 f_{ctm}$	1.79	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.07	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / 1.5$	1.19	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm})^{0.3}$	31447	N/mm ²

5.1.1 Pali di fondazione

Per il getto in opera dei micropali si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate nel seguito:

C25/30 $f_{ck} \geq 25$ Mpa $R_{ck} \geq 30$ Mpa

Classe di esposizione: XC2

Classe di consistenza: S5

Diametro massimo inerti: 32 mm

In accordo con le norme adottate, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	30.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24.90	N/mm ²
Valore medio resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.90	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd(\text{Breve durata})} = f_{ck} / 1.50$	16.60	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd(\text{Lunga durata})} = 0.85 f_{cd}$	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk0,05} = 0.70 f_{ctm}$	1.79	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.07	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / 1.5$	1.19	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm})^{0.3}$	31447	N/mm ²

5.1.1 Baggioli

Per il getto in opera dei baggioli, sia adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate nel seguito:

C35/45 $f_{ck} \geq 35$ Mpa $R_{ck} \geq 45$ Mpa

Classe di esposizione: XC4

Classe di consistenza: S5

Diametro massimo inerti: 12 mm

In accordo con le norme adottate, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	45.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	37.35	N/mm ²
Valore medio resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.35	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd(\text{Breve durata})} = f_{ck} / 1.50$	24.90	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd(\text{Lunga durata})} = 0.85 f_{cd}$	21.17	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	3.35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk0,05} = 0.70 f_{ctm}$	2.35	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	4.02	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / 1.5$	1.56	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm})^{0.3}$	34625	N/mm ²

5.2 Acciaio per armature ordinarie

Classe acciaio per armature ordinarie:

B450C

Tensione di snervamento caratteristica:

$f_{yk} \geq 450$ Mpa

Tensione caratteristica di rottura:

$f_{tk} \geq 540$ Mpa

Modulo di elasticità:

$E = 210000$ Mpa

5.3 Copriferri

Elevazioni: 50 mm

Fondazioni: 45 mm

Baggioli: 50 mm

5.1 Acciaio per la palanca

Classe acciaio per le palancole:

S275JR

Tensione di snervamento caratteristica:

$f_{yk} \geq 275$ Mpa

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per le caratteristiche geotecniche relative ai terreni di fondazione, si faccia riferimento ai documenti di progetto relativi al calcolo dei micropali di fondazione ed alla geotecnica dell'opera.

7 CONVENZIONI DI SEGNO E UNITA' DI MISURA

Lunghezza: m oppure in mm

Angoli: ° (Sessagesimali)

Forze: kN

Tensioni: Mpa

8 ANALISI DEI CARICHI

Il presente paragrafo descrive i criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura.

L'analisi dei carichi che interessano la pila e della spalla è stata effettuata considerando le azioni provenienti dall'impalcato della passerella e quelle direttamente applicate direttamente su ciascuna sottostruttura.

I carichi trasmessi dall'impalcato sono relativi alle condizioni di carico elementari, opportunamente combinate secondo le vigenti normative, analizzate nel dettaglio nella relazione di calcolo relativa all'impalcato stesso.

Si riportano di seguito la sintesi delle azioni provenienti dagli impalcati e l'analisi dei carichi elementari che interessano pila e spalla

8.1 Sintesi scarichi impalcato

8.1.1 Pila

Per la sintesi degli scarichi espletati dall'impalcato sulla pila, per ciascuna delle condizioni di carico elementari analizzate, si faccia riferimento al capitolo relativo alle sollecitazioni e alle verifiche della pila, presentato nell'analisi dei risultati.

Per il dettaglio dell'analisi dei carichi che agiscono sull'impalcato, si faccia riferimento alla rispettiva relazione di calcolo.

Pila - P1	Trave A FISSO			Trave B UNI-TRASV		
	Vert. [kN]	Trasv. [kN]	Long. [kN]	Vert. [kN]	Trasv. [kN]	Long. [kN]
G1	200	0	0	200	0	0
G2	140	0	0	140	0	0
Ritiro	-10	0	10	10	0	-10
Massimi carichi permanenti	330	0	10	330	0	0
Minimi carichi permanenti	330	0	0	330	0	-10
Cedimenti vincolari (+)	0	0	0	0	0	0
Cedimenti vincolari (-)	0	0	0	0	0	0
Folla - Massimo carico verticale	120	0	0	120	0	0
Folla - Minimo carico verticale	0	0	0	0	0	0
Vento (+)	30	70	0	30	0	0
Vento (-)	-30	-70	0	-30	0	0
Mezzo di servizio - Massimo carico verticale	120	0	0	120	0	0
Mezzo di servizio - Minimo carico verticale	0	0	0	0	0	0
Frenatura (+/-)	0	0	50	0	0	50
Forza centrifuga	0	0	0	0	0	0
Attrito 8% permanenti e 6% accidentali						
SLU (+/-)	0	60	60	0	60	60
SLE rara (+/-)	0	40	40	0	40	40
Sisma SLV						
Sisma - Componente elementare direzione X (+/-)	10	10	110	10	10	110
Sisma - Componente elementare direzione Y (+/-)	20	80	40	20	10	40
Sisma - Componente elementare direzione Z (+/-)	10	10	10	10	10	10
Sisma - Involuppo delle componenti (+/-)	20	80	120	20	10	120

8.1.2 Spalla

Per la sintesi degli scarichi espletati dall'impalcato sulla pila, per ciascuna delle condizioni di carico elementari analizzate, si faccia riferimento al capitolo relativo alle sollecitazioni e alle verifiche della pila, presentato nell'analisi dei risultati.

Per il dettaglio dell'analisi dei carichi che agiscono sull'impalcato, si faccia riferimento alla rispettiva relazione di calcolo.

Spalla - S2	Trave A UNI-LONG			Trave B MULTI		
	Vert. [kN]	Trasv. [kN]	Long. [kN]	Vert. [kN]	Trasv. [kN]	Long. [kN]
G1	130	0	0	130	0	0
G2	90	0	0	90	0	0
Ritiro	10	0	0	-10	0	0
Massimi carichi permanenti	220	0	0	220	0	0
Minimi carichi permanenti	220	0	0	220	0	0
Cedimenti vincolari (+)	0	0	0	0	0	0
Cedimenti vincolari (-)	0	0	0	0	0	0
Folla - Massimo carico verticale	120	0	0	120	0	0
Folla - Minimo carico verticale	-10	0	0	-10	0	0
Vento (+)	20	40	0	20	0	0
Vento (-)	-20	-40	0	-20	0	0
Mezzo di servizio - Massimo carico verticale	100	0	0	100	0	0
Mezzo di servizio - Minimo carico verticale	-20	0	0	-20	0	0
Frenatura (+/-)	0	0	0	0	0	0
Forza centrifuga	0	0	0	0	0	0
Attrito 8% permanenti e 6% accidentali						
SLU (+/-)	0	40	40	0	40	40
SLE rara (+/-)	0	30	30	0	30	30
Sisma SLV						
Sisma - Componente elementare direzione X (+/-)	10	10	10	10	10	10
Sisma - Componente elementare direzione Y (+/-)	20	60	10	20	10	10
Sisma - Componente elementare direzione Z (+/-)	10	10	10	10	10	10
Sisma - Inviluppo delle componenti (+/-)	20	60	10	20	10	10

8.2 Azioni sismiche

Nel presente paragrafo si riportano la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del DM 14.01.2008.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel DM 14.01.2008, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_r(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_r(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_r(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_r(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui:

$$S = S_S \cdot S_T$$

S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafico

S_T : coefficiente di amplificazione topografica

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\xi = 1$ per $\xi = 5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

a_g : accelerazione massima al suolo;

T : periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_c \cdot T_c^*$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui:

C_c : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_N), e intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella (dal paragrafo 2.5.1.1.1 del MdP RFI).

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. (2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Per l'opera in oggetto, essendo l'azione sismica "non dimensionante", si considera cautelativamente una vita nominale $V_N = 100$ anni.

Classe d'uso

Il MdP RFI, in accordo con le NTC08, prevede la scelta della classe d'uso secondo il prospetto di seguito:

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,00
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,50
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,00

Per l'opera in oggetto si considera una classe d'uso III normalmente utilizzato per gli impalcati da ponte.

Periodo di riferimento dell'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u :

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Per l'opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a $100 \times 1.50 = 150$ anni.

Stato limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*_c)

Ai fini del D.M. 14.01.2008 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima sul sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall'opera, dal periodo di riferimento (V_R), e quindi dalla vita nominale (V_N) e dalla classe d'uso (C_u) e dallo stato limite considerato.

Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite, per l'opera oggetto di analisi.

Latitudine: 45.6374

Longitudine: 9.1596

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0.028	2.581	0.205
SLD	151	0.033	2.615	0.225
SLV	1424	0.062	2.724	0.306
SLC	2475	0.071	2.772	0.317

I parametri ai quali si è fatto riferimento nella definizione dell'azione sismica di progetto, indicati nella tabella precedente, corrispondono, cautelativamente, a quei parametri che danno luogo al sisma di massima entità, fra tutti quelli individuati lungo le progressive dell'opera in progetto.

Si riportano al termine dell'analisi, i parametri ed i punti dello spettro di risposta elastici per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Classificazione dei terreni

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento. In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio $V_{s,30}$, ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media c_u (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Si considera una categoria B di suolo di fondazione.

Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti, S_s e C_c , dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente.

Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Nel caso in esame (cat B) risulta $S_s = 1.20$ e $C_c = 1.00$

Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Nel caso in esame risulta $S_T = 1.00$.

Spettri di risposta elastici

Conformemente con quanto prescritto dalla normativa di riferimento DM 14.01.2008, le sottostrutture in oggetto sono calcolate in campo elastico ($q = 1$).

Di seguito si forniscono gli spettri di risposta elastici per le componenti orizzontali e verticale.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.062 g
F_o	2.724
T_C^*	0.306 s
S_S	1.200
C_C	1.394
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.142 s
T_C	0.426 s
T_D	1.846 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{1.0 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.074
$T_B \leftarrow$	0.142	0.201
$T_C \leftarrow$	0.426	0.201
	0.494	0.174
	0.562	0.153
	0.629	0.136
	0.697	0.123
	0.764	0.112
	0.832	0.103
	0.900	0.095
	0.967	0.089
	1.035	0.083
	1.103	0.078
	1.170	0.073
	1.238	0.069
	1.305	0.066
	1.373	0.063
	1.441	0.060
	1.508	0.057
	1.576	0.054
	1.644	0.052
	1.711	0.050
	1.779	0.048
$T_D \leftarrow$	1.846	0.047
	1.949	0.042
	2.052	0.038
	2.154	0.034
	2.257	0.031
	2.359	0.028
	2.462	0.026
	2.564	0.024
	2.667	0.022
	2.769	0.021
	2.872	0.019
	2.975	0.018
	3.077	0.017
	3.180	0.016
	3.282	0.015
	3.385	0.014
	3.487	0.013
	3.590	0.012
	3.692	0.012
	3.795	0.012
	3.897	0.012
	4.000	0.012

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0.021 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.913
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

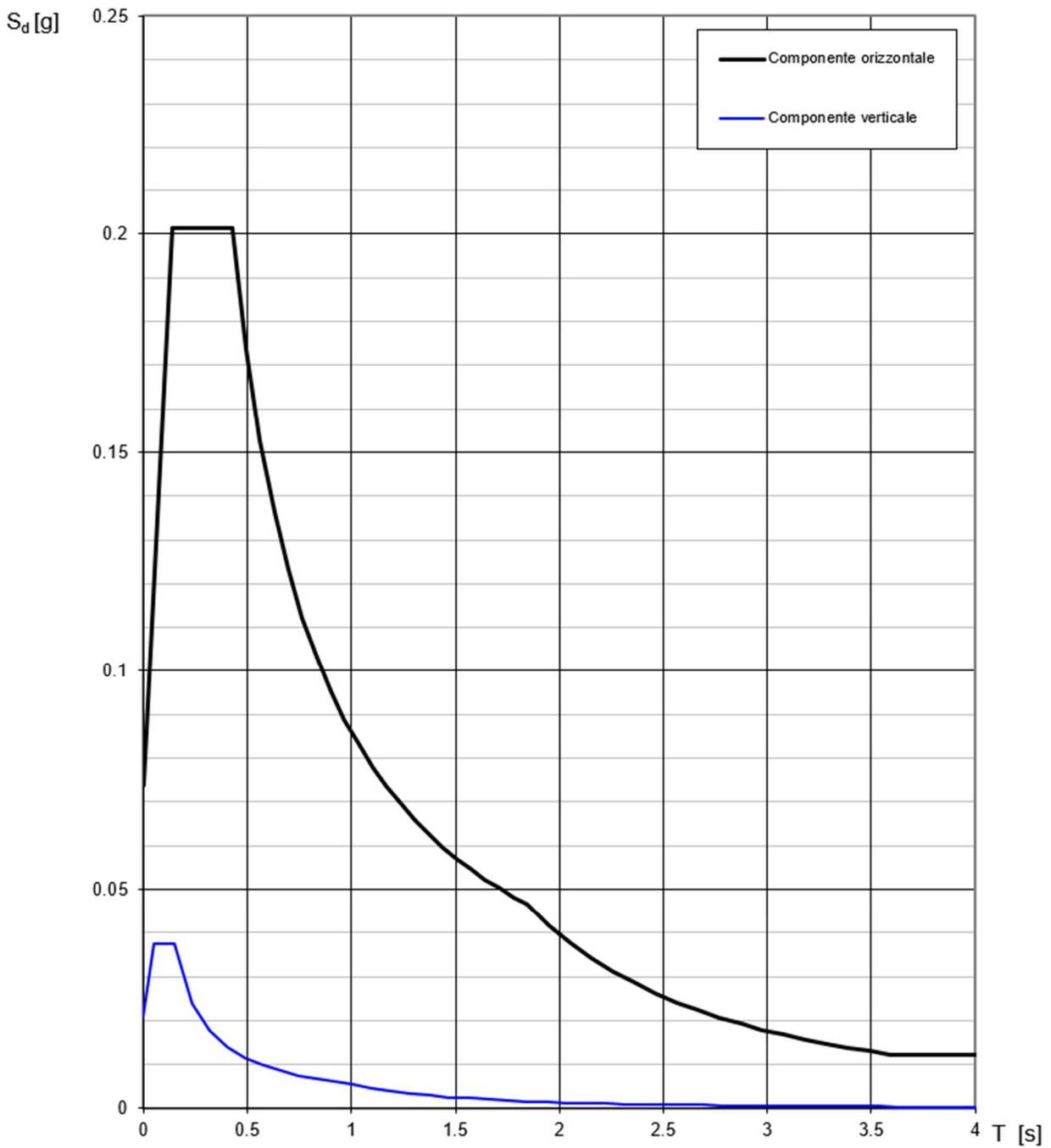
$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.021
$T_B \leftarrow$	0.050	0.037
$T_C \leftarrow$	0.150	0.037
	0.235	0.024
	0.320	0.018
	0.405	0.014
	0.490	0.011
	0.575	0.010
	0.660	0.009
	0.745	0.008
	0.830	0.007
	0.915	0.006
$T_D \leftarrow$	1.000	0.006
	1.094	0.005
	1.188	0.004
	1.281	0.003
	1.375	0.003
	1.469	0.003
	1.563	0.002
	1.656	0.002
	1.750	0.002
	1.844	0.002
	1.938	0.001
	2.031	0.001
	2.125	0.001
	2.219	0.001
	2.313	0.001
	2.406	0.001
	2.500	0.001
	2.594	0.001
	2.688	0.001
	2.781	0.001
	2.875	0.001
	2.969	0.001
	3.063	0.001
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.000
	3.531	0.000
	3.625	0.000
	3.719	0.000
	3.813	0.000
	3.906	0.000
	4.000	0.000

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



8.2.1 Modalità di valutazione degli effetti

Per la determinazione delle azioni sismiche si è fatto riferimento alle masse corrispondenti ai pesi propri delle strutture e di tutti gli arredi presenti (par. 5.1.3.8 e par. 3.2.4 DM 14/01/2008).

Infine, si precisa che:

- al fine della valutazione della risposta dinamica, vengono considerati un numero di modi di vibrare tale che la somma delle masse attivate sia pari almeno all'85% della massa totale (nella fattispecie sono state considerate le prime 100 forme modali);
- per le combinazioni degli effetti relativi ai singoli modi viene utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo;

La risposta della struttura viene calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti di accelerazione orizzontali e per la componente verticale; gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono poi combinati applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Azioni trasmesse dall'impalcato e dalla pila

L'azione generata dal sisma sull'impalcato e sulla pila è stata dedotta dall'analisi dinamica lineare della struttura.

Forze inerziali

Per la spalla, rigidamente vincolata al terreno, sono state considerate le azioni inerziali orizzontali. Per la porzione di rilevato contenuto all'interno dei muri andatori è stato assunto un valore di accelerazione pari a k_h . Si è assunta un'accelerazione pari ad $a_g \cdot S$.

Sisma verticale

La componente verticale è stata considerata agente verso l'alto e verso il basso in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

8.3 Carichi sulla pila

8.3.1 Carichi permanenti strutturali G_1

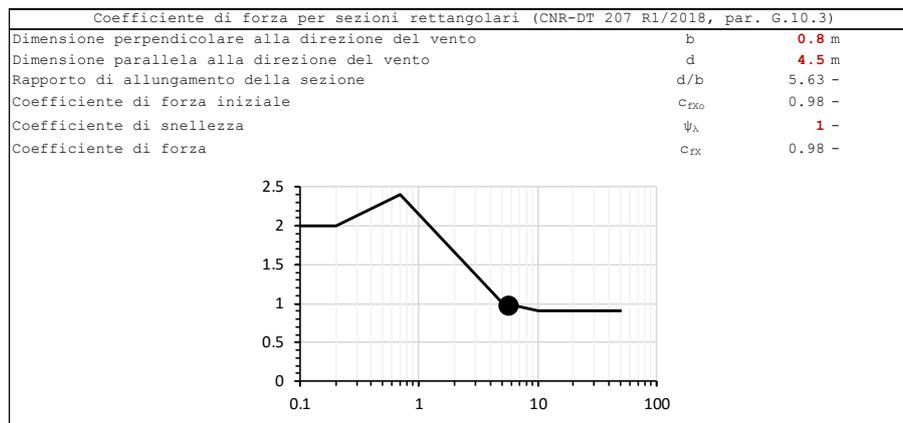
I carichi permanenti strutturali sono valutati sulla base della geometria degli elementi costituenti la struttura e del peso specifico dei materiali. Si assume $\gamma=25\text{kN/m}^3$ per il calcestruzzo.

8.3.2 Carichi permanenti sul plinto di fondazione

Per il calcolo del peso del terreno di ricoprimento sul plinto della pila, si assume un peso specifico $\gamma=20\text{kN/m}^3$. Si considera uno spessore medio di ricoprimento pari a 60 cm.

8.3.3 Azione del vento sulla pila

Per il calcolo dell'azione del vento sulla pila è stato stimato il coefficiente di forza su sezione rettangolare proposto dalla CNR-DT 207. Si noti che l'assunzione è cautelativa perché trascura gli smussi del fusto. In ogni caso l'azione del vento risulta del tutto trascurabile rispetto alle azioni da urto ferroviario descritte nel paragrafo seguente.



Qui sotto il calcolo della pressione del vento e la relativa forza orizzontale applicata sulla pila, nella direzione trasversale all'impalcato:

Valutazione della velocità di riferimento		
Zona di riferimento		1 -
Altitudine sul livello del mare	a_s	220.0 m
Coefficiente di altitudine	c_a	1.00 -
Velocità base di riferimento al livello del mare	$v_{b,0}$	25 m/s
	a_0	1000 m
	k_s	0.4 -
Velocità base di riferimento	v_b	25.0 m/s
Periodo di ritorno	T_R	50 anni
Coefficiente di ritorno	c_r	1.00 -
Velocità di riferimento	v_r	25.0 m/s
Valutazione della pressione del vento		
Densità dell'aria	ρ	1.25 kg/m ³
Pressione cinetica di riferimento	q_r	391.2 N/m ²
Classe di rugosità		B -
Categoria di esposizione		4 -
	k_r	0.22 -
	z_0	0.30 m
	z_{min}	8.00 m
Coefficiente di topografia	$c_t(z)$	1 -
	$c_t(z_{min})$	1 -
Altezza sul suolo	z	8.5 < 200 m
Coefficiente dinamico	c_d	1.00 -
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$	1.67 -
Coefficiente di forza	c_{fx}	0.98 -
Dimensione caratteristica	b	0.80 m
Forza del vento lungo lo sviluppo dell'elemento	q	0.51 kN/m

8.3.4 Urto da traffico ferroviario

Le azioni da urto, considerate nel contesto di una condizione di carico eccezionale, sono determinate con riferimento alle NTC08 di cui si riporta qui sotto un estratto.

3.6.3.4 Urti da traffico ferroviario

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).

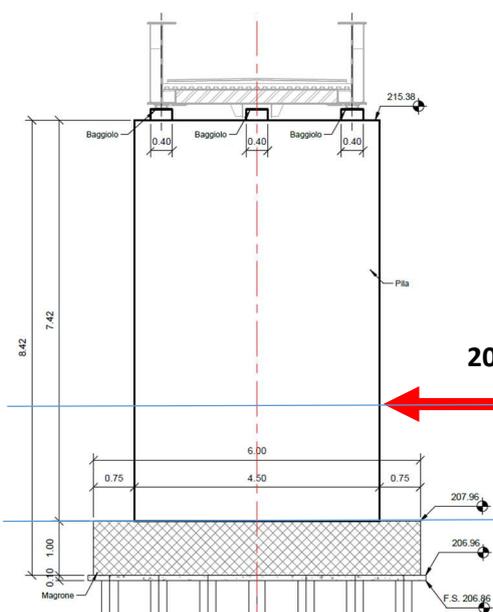
In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza d degli elementi esposti dall'asse del binario:

- per $d \leq 5$ m:
 - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per $5 \text{ m} < d \leq 15$ m:
 - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per $d > 15$ m pari a zero in entrambe le direzioni.

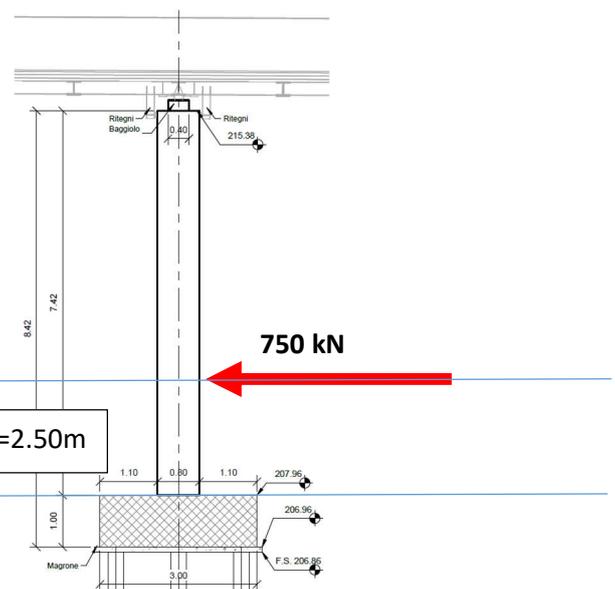
Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Sono state quindi modellate le due condizioni qui sotto rappresentate, non agenti simultaneamente.

URTO TRASVERSALE



URTO LONGITUDINALE



8.4 Carichi sulla spalla

8.4.1 Pesì propri

I carichi permanenti strutturali sono stati valutati sulla base della geometria degli elementi costituenti la struttura e del peso specifico dei materiali. Si assume $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ per il calcestruzzo.

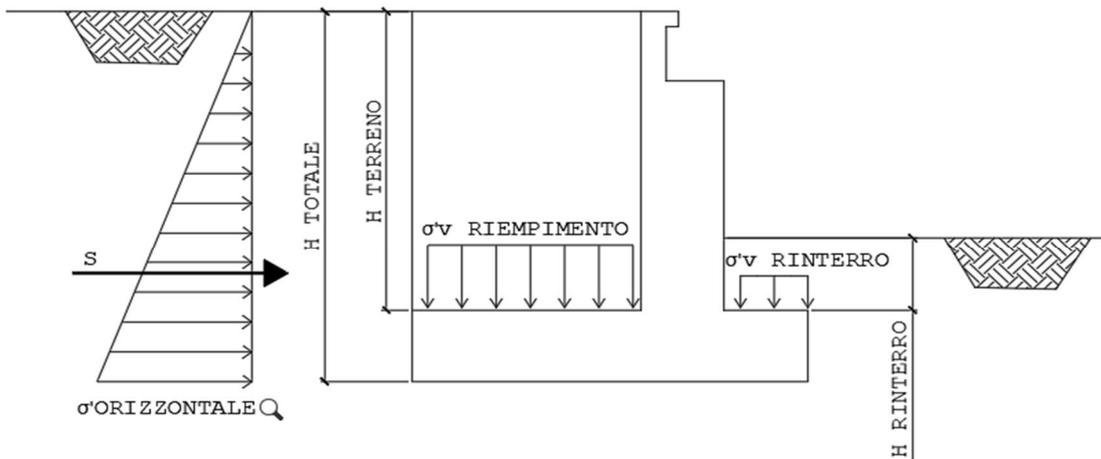
8.4.2 Spinta delle terre in condizioni statiche

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a:

$$S = \gamma \cdot k_0 \cdot g \cdot H^2$$

applicata ad 1/3 dal basso.

Essendo la fondazione su pali, si ipotizza che la spalla sia impedita di traslare rispetto al terreno. Si considera quindi il coefficiente di spinta a riposo.



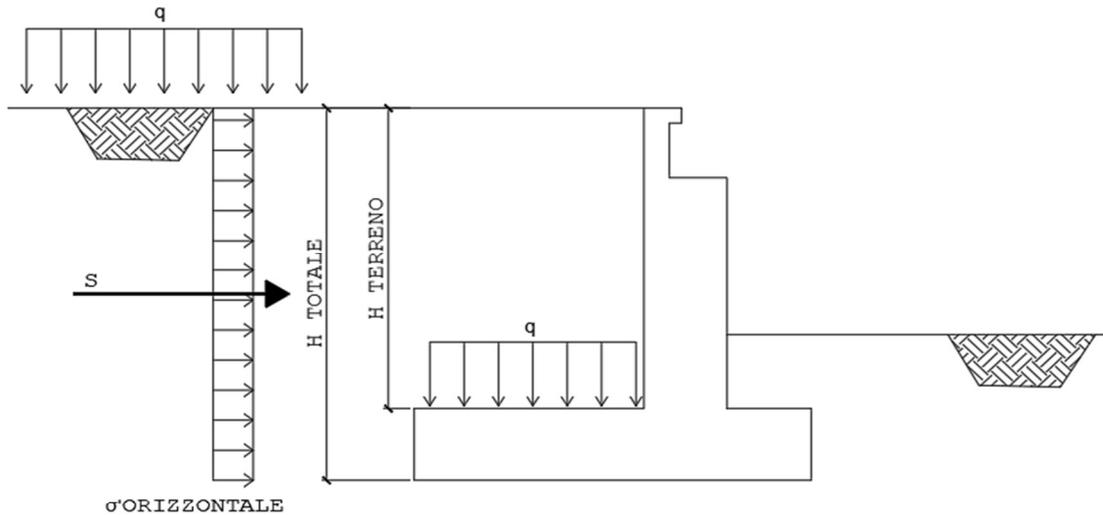
Angolo di attrito del terreno	ϕ	33	°
Coesione del terreno	c'	0	kN/m^2
Peso specifico del terreno	g	20	kN/m^3
Coefficiente di spinta a riposo	K_0	0.46	-
Altezza terreno da estradosso plinto	H_{Terreno}	0.8	m
Spessore del plinto	H_{plinto}	0.80	m
Altezza totale di spinta	H_{totale}	1.60	m
Altezza reinterro	H_{Rinterro}	0.00	m
Pressione orizzontale efficace estradosso plinto	$\sigma'_{h, \text{ter}}$	7.29	kN/m^2
Pressione orizzontale efficace intradosso plinto	$\sigma'_{h, \text{ter}}$	14.57	kN/m^2
Pressione verticale efficace zattera di monte	$\sigma'_{v, \text{Riempimento}}$	16	kN/m^2
Pressione verticale efficace zattera di valle	$\sigma'_{v, \text{Rinterro}}$	0	kN/m^2
Spinta del terreno in condizioni statiche	$S_{h, \text{ter}}$	12	kN/m
Spinta del terreno in condizioni statiche su paramento	$S_{h, \text{ter_par}}$	3	kN/m

8.4.3 Spinta indotta dal sovraccarico permanente

Per il sovraccarico permanente si considera un carico uniformemente distribuito in funzione del peso specifico e dello spessore della sovrastruttura stradale.

Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a:

$$S = k_0 \cdot q \cdot H$$



Spessore sovrastruttura stradale

Peso specifico sovrastruttura stradale

Sovraccarico sovrastruttura stradale

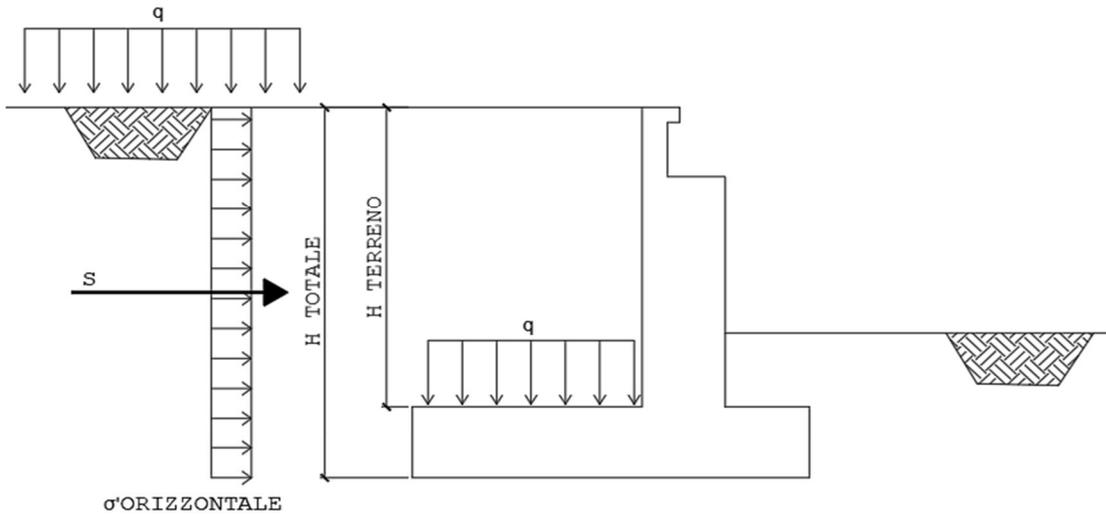
Pressione orizzontale da sovrastruttura stradale

Spinta orizzontale da sovrastruttura stradale

s	0.1	m
g	20	kN/m^3
q_{perm}	2.00	kN/m^2
$\sigma'_{h,perm}$	0.91	kN/m^2
$S_{h,perm}$	1.46	kN/m

8.4.4 Spinta indotta dai sovraccarichi accidentali

Si considera la presenza di un sovraccarico accidentale a tergo della spalla uniformemente distribuito e di intensità pari $q=20 \text{ kN/m}^2$.



Sovraccarico accidentale

Pressione orizzontale da sovraccarico accidentale

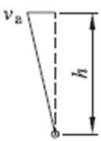
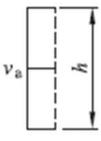
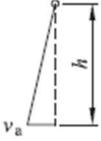
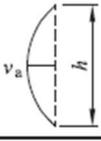
Spinta orizzontale dal sovraccarico accidentale

q_{acc}	20	kN/m^2
$\sigma'_{h,acc}$	9.11	kN/m^2
$S_{h,perm}$	14.57	kN/m

8.4.5 Spinta sismica del terreno

Per il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla seguente tabella desunta dalla EC7 - Parte 1 - Annesso C (C.3 "Movements to mobilise limit earth pressures):

prospetto C.1 Rapporti v_a/h per terreni non coesivi

Tipo di cinematismo della parete		v_a/h terreno sciolto %	v_a/h terreno denso %
a)		da 0,4 a 0,5	da 0,1 a 0,2
b)		0,2	da 0,05 a 0,1
c)		da 0,8 a 1,0	da 0,2 a 0,5
d)		da 0,4 a 0,5	da 0,1 a 0,2

dove:
 v_a è lo spostamento della parete necessario a mobilitare la spinta attiva del terreno;
 h è l'altezza della parete.

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidità del sistema pali-terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera e potrà essere valutata caso per caso.

La valutazione degli spostamenti, da effettuarsi calcolando le spinte come somma della spinta a riposo in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, sarà riferita alla base dell'opera (i.e. alla sommità della palificata) e il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b) della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati (rilevati stradali e ferroviari). L'altezza h rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce la spinta del terreno, comprensiva dello spessore della fondazione.

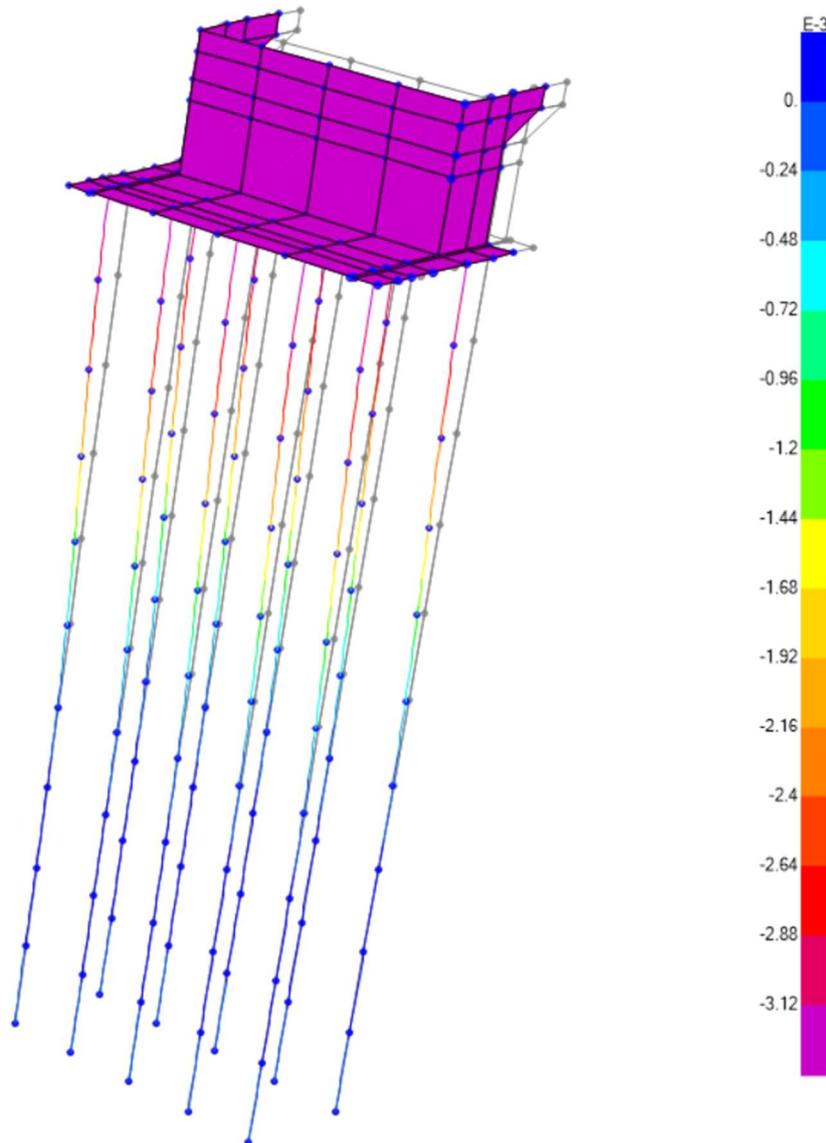
Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, non ricorressero le condizioni di spinta attiva, si procederà al calcolo delle spinte considerando la somma della spinta statica a riposo e dell'incremento di spinta sismica valutata con la teoria di Wood, secondo le indicazioni contenute nell'EC8 – Parte 5 – Annesso E (E.9

"Force due to earth pressure for rigid structures"). Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, ricorressero le condizioni di spinta attiva, si confermerà la correttezza dell'ipotesi di calcolo delle spinte in condizioni sismiche secondo la formulazione di Mononobe-Okabe.

Di seguito la sintesi dei risultati ottenuti dal modello FEM, in termini di spostamenti dell'opera in funzione dell'altezza (altezza tot. dell'opera su cui agisce la spinta del terreno comprensiva dello spessore della fondazione).

Altezza del muro
 Spostamento alla sommità della palificata
 Rapporto spostamento / altezza muro
 Condizioni di spinta in fase sismica

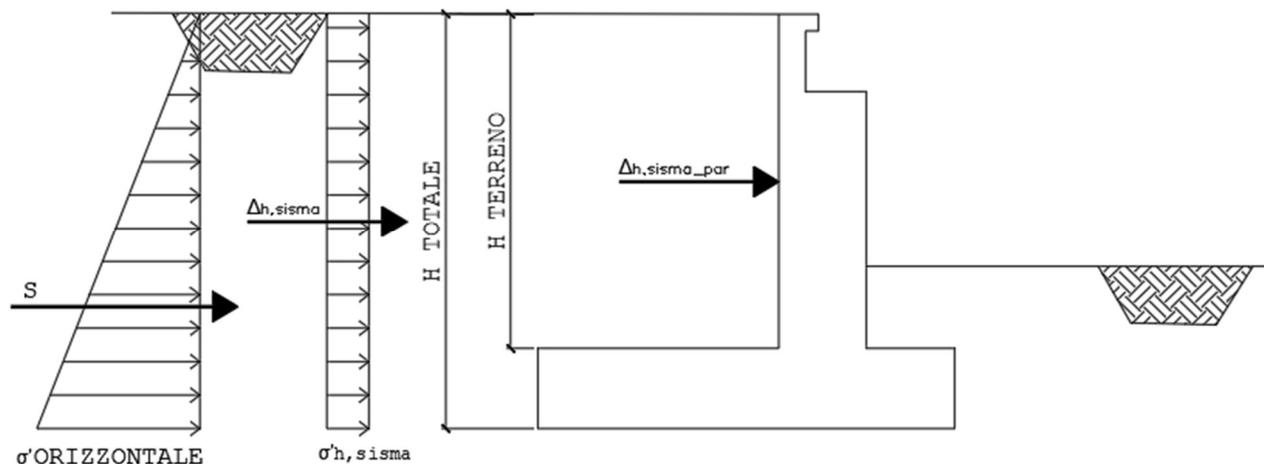
H _{totale}	1.60	m
S _{max}	0.0003	m
S _{max} / H _{totale}	0.020	%
SPINTA A RIPOSO		



Come visibile dai risultati riportati in precedenza, essendo gli spostamenti alla sommità della palificata molto contenuti, la sovraspinta sismica è stata valutata in accorto a quanto riportato nell'EC8 – Parte 5 – Annesso E (E.9 “Force due to earth pressure for rigid structures”):

$$\Delta_{Pd} = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Essendo H l'altezza del muro.



Accelerazione sismica SLV	a_g	0.062	g
Coeff. per effetto amplificazione stratigrafico	S_s	1.2	-
Coeff. per effetto amplificazione topografica	S_T	1.00	-
Coeff. di riduzione dell'accelerazione massima	b_m	1.00	-
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	a_{max}	0.074	g
Coefficiente sismico di spinta orizzontale	k_h	0.074	-
Coefficiente sismico di spinta verticale	k_v	0.037	(+/-)
Inclinazione della parete rispetto all'orizzontale	ψ	90.00	°
Inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale	β	0.00	°
Coefficiente parziale di sicurezza angolo di attrito	γ_ϕ	1.00	-
Valore di progetto angolo resistenza a taglio	Φ'_d	33	°
Angolo di attrito muro-terreno	δ	0.00	°
Valore di progetto angolo di attrito muro-terreno	δ_d	0	°
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	$\theta_{(1+k_v)}$	4	°
	$\theta_{(1-k_v)}$	4	°
Inclinazione della parete rispetto all'orizzontale	ψ	1.57	rad
Inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale	β	0.00	rad
Valore di progetto angolo resistenza a taglio	Φ_d	0.58	rad
Valore di progetto angolo di attrito muro-terreno	δ_d	0.00	rad
Sovraspinta sismica per opere rigide (Wood 1973)	$\Delta_{h,sisma}$	4	kN/m
Pressione indotta dalla sovraspinta sismica orizzontale	$\Delta\sigma'_{h,sisma}$	2.38	kN/m ²

8.4.6 Forze inerziali dovute al sisma

In condizioni sismiche si devono considerare le azioni orizzontali agenti sulla spalla dovute all'inerzia degli elementi strutturali dell'opera e del terreno. Tale risultante è pari ad:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove:

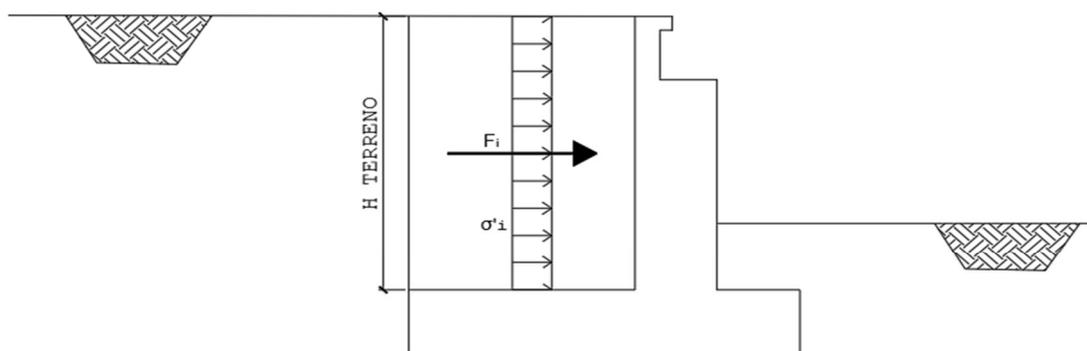
$$k_h = \beta_m a_g \cdot S$$

a_g è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito, calcolata per il 10% di probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR assegnato;

S è il coefficiente di sottosuolo pari al prodotto del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s e del coefficiente di amplificazione topografica ST (§ 3.2.3 delle NTC).

β_m è pari ad 1 non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

Le azioni inerziali sono state applicate nel modello di calcolo pressione uniformemente distribuita agente sul muro frontale e su uno dei muri andatori.



Coefficiente sismico di spinta orizzontale	k_h	0.07	-
Coefficiente sismico di spinta verticale	k_v	0.04	-
Altezza del terreno da estradosso plinto	H_{Terreno}	0.8	m
Lunghezza dei muri andatori	L_{muri}	3.5	m
Volume di terreno intercluso al metro	V	2.80	m^2/m
Forza inerziale del terreno orizzontale	$F_{i,h}$	4.2	kN/m
Pressione orizzontale	$\sigma_{i,h}$	5.21	kN/m^2
Forza inerziale del terreno verticale	$F_{i,v}$	2	kN/m
Pressione verticale	$\sigma_{i,v}$	1.49	kN/m^2

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2$$

Le forze d'inerzia associate ai carichi permanenti strutturali e non strutturali e ai carichi accidentali trasmessi dall'impalcato sono esplicitate nella specifica relazione di calcolo, si rimanda al riepilogo dei carichi trasmessi dall'impalcato al paragrafo 6.2 della presente relazione.

9 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le combinazioni delle azioni sono state definite in accordo con quanto riportato al par. 2.5.3 del DM 14.1.2008:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} e quelli dei coefficienti di combinazione Ψ_{ij} sono stati desunti dal par. 5.1.3.12 del DM 14.1.2008. Di seguito si riportano le Tabelle di riferimento.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Nel prospetto sopra riportato il significato dei simboli e il seguente:

γ_{G1} : coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G1} : coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q : coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} : coefficiente parziale delle azioni variabili.

Relativamente ai valori dei coefficienti Ψ_{0j} , Ψ_{1j} e Ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni per i ponti stradali si fa riferimento al prospetto riportato di seguito, in accordo con la normativa seguita:

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
<i>Vento q_5</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_5</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

I casi di carico che figurano nelle combinazioni sopra riportate, fanno riferimento alle seguenti azioni.

CASI DI CARICO		
Sigla	Tipologia	Descrizione
G ₁	Carichi permanenti strutturali	Peso proprio travi + soletta (impalcato); peso proprio spalla
G ₂	Carichi permanenti non strutturali	Pavimentazione stradale, marciapiedi, barriere acustiche, barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili
G ₃	Spinta delle terre	Spinta del terreno a tergo spalla; Peso proprio del rinterro tra i muri andatori sul plinto di fondazione
E ₁	Cedimenti vincolari	Cedimenti vincolari
E ₂	Ritiro	Effetti reologici - Ritiro
Q ₁	Folla	Carico verticale della folla compatta
Q ₂	Veicolo di servizio	Carico verticale associato al veicolo di servizio per ponti di 3a categoria
Q ₃	Avviamento/frenatura	Azione variabili da traffico - Azione di frenamento o di accelerazione
Q ₄	Centrifuga	Azione variabili da traffico - Azione centrifuga
Q ₅	Vento	Azione del vento
Q _{6.1}	Termica uniforme	Variazione uniforme di temperatura
Q _{6.2}	Termica lineare	Variazione lineare della temperatura sull'impalcato
E	Urto	Urto da traffico ferroviario
Sisma X	Sismica (+/-)	Azione sismica SLV in direzione longitudinale - q = 1.00
Sisma Y	Sismica (+/-)	Azione sismica SLV in direzione trasversale - q = 1.00
Sisma Z	Sismica (+/-)	Azione sismica SLV in direzione verticale - q = 1.00

Nelle pagine seguenti, vengono riportati tutti i coefficienti di combinazione (relativi al caso “effetto sfavorevole”) che sono stati utilizzati per le verifiche oggetto di questa relazione.

All’interno di tali tabelle, per i carichi termici, è utilizzata solamente la sigla “Q₆” che fa riferimento alla peggiore combinazione degli effetti dovuti alla variazione termica uniforme ed a quella lineare, ai sensi della UNI EN1991-1-5. In sostanza sarà considerata di volta in volta la più sfavorevole tra le due combinazioni riportate nella tabella qui sotto:

COMBINAZIONE EFFETTI TERMICI		
Nome	Q _{6.1}	Q _{6.2}
Q ₆	1.00	0.75
	0.35	1.00

Come detto, qui sotto i coefficienti dedotti per ciascuna delle combinazioni delle azioni per lo svolgimento delle verifiche strutturali:

STATO LIMITE ULTIMO (SLU)								
Nome	SLU1 Gr1	SLU2 Gr2a	SLU3 Gr2b	SLU4 Gr1 W	SLU5 Gr1 T	SLU6 Gr4	SLU7 Gr4 W	SLU8 Gr4 T
G ₁	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G ₂	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G ₃	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
E ₄	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
E ₂	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q ₁	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.013	1.013
Q ₂	1.35	1.013	1.013	1.013	1.013	0.00	0.00	0.00
Q ₃	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q ₄	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q ₅	0.90	0.90	0.90	1.50	0.90	0.90	1.50	0.90
Q ₆	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	0.90	0.90	1.50
E	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma X	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Y	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Per quanto riguarda i gruppi di carico analizzati, come visibile nel prospetto dei coefficienti di combinazioni adottati, le azioni agenti sull'impalcato sono state combinate secondo i gruppi 1, 2 e 4, che danno luogo a sollecitazioni maggiori per le strutture in elevazione e in fondazione.

SISMA (SLV)			
Nome	SLV 100% X	SLV 100% Y	SLV 100% Z
G ₁	1.00	1.00	1.00
G ₂	1.00	1.00	1.00
G ₃	1.00	1.00	1.00
E ₄	1.00	1.00	1.00
E ₂	1.00	1.00	1.00
Q ₁	0.00	0.00	0.00
Q ₂	0.00	0.00	0.00
Q ₃	0.00	0.00	0.00
Q ₄	0.00	0.00	0.00
Q ₅	0.00	0.00	0.00
Q ₆	0.50	0.50	0.50
E	0.00	0.00	0.00
Sisma X	1.00	0.30	0.30
Sisma Y	0.30	1.00	0.30
Sisma Z	0.30	0.30	1.00

ECCEZIONALE (ECC)	
Nome	ECC
G ₁	1.00
G ₂	1.00
G ₃	1.00
E ₄	1.00
E ₂	1.00
Q ₁	0.00
Q ₂	0.00
Q ₃	0.00
Q ₄	0.00
Q ₅	0.00
Q ₆	0.00
E	1.00
Sisma X	0.00
Sisma Y	0.00
Sisma Z	0.00

Per le combinazioni sismiche e stato considerato lo stato limite di salvaguardia "SLV" che comprende tre combinazioni in cui il sisma nelle tre direzioni (longitudinale, trasversale e verticale) e combinato come segue.

$$E_L + 0.3 E_T + 0.3 E_V$$

$$0.3 E_L + E_T + 0.3 E_V$$

$$0.3 E_L + 0.3 E_T + E_V$$

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMBINAZIONE RARA (SLE-R)								
Nome	SLE R1 Gr1	SLE R2 Gr2a	SLE R3 Gr2b	SLE R4 Gr1 W	SLE R5 Gr1 T	SLE R6 Gr4	SLE R7 Gr4 W	SLE R8 Gr4 T
G ₁	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G ₂	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G ₃	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E ₄	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E ₂	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q ₁	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.75	0.75
Q ₂	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00
Q ₃	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q ₄	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q ₅	0.60	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60
Q ₆	0.60	0.60	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00
E	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma X	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Y	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMB. FREQUENTE (FQ) E QUASI PERMANENTE (QP)					
Nome	SLE-F1 Gr1	SLE-F2 T	SLE-F3 Gr4	SLE-F4 T	SLE-QP
G ₁	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G ₂	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G ₃	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E ₄	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E ₂	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q ₁	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
Q ₂	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
Q ₃	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q ₄	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q ₅	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q ₆	0.50	0.60	0.50	0.60	0.50
E	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma X	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Y	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

10 CRITERI DI MODELLAZIONE

10.1 Modellazione della pila

10.1.1 Fusto della pila

Per la determinazione delle azioni sul fusto della pila è stato utilizzato il modello globale, utilizzato anche per il calcolo dell'impalcato e descritto nella relativa relazione di calcolo. In tale modello è presente un elemento frame avente caratteristiche statiche equivalenti alla pila.

10.1.2 Plinto della pila

Per il solo calcolo del plinto è stato realizzato un modello ad-hoc dove sia il fusto che il plinto sono stati modellati mediante elementi shell, per tenere opportunamente conto del reale incastro reciproco tra i due elementi.

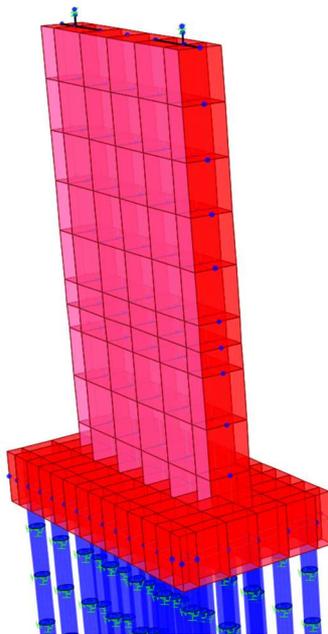
I pali di fondazione sono stati schematizzati con elementi monodimensionali a trave (beam): l'interazione tra il terreno e i pali di fondazione è modellata tramite l'applicazione di molle lineari orizzontali.

I carichi assegnati nei vari punti della struttura sono desunti dall'analisi dei carichi descritta in precedenza.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto attraverso il modello tridimensionale agli elementi finiti schematizzato nelle figure seguenti.

Gli assi di riferimento adottati sono:

- x = asse longitudinale rispetto all'asse del viadotto
- y = asse trasversale rispetto all'asse del viadotto
- z = asse verticale



10.2 Modellazione della spalla

Il calcolo della struttura e stato svolto utilizzando Sap2000, schematizzando l'intera struttura con un modello tridimensionale.

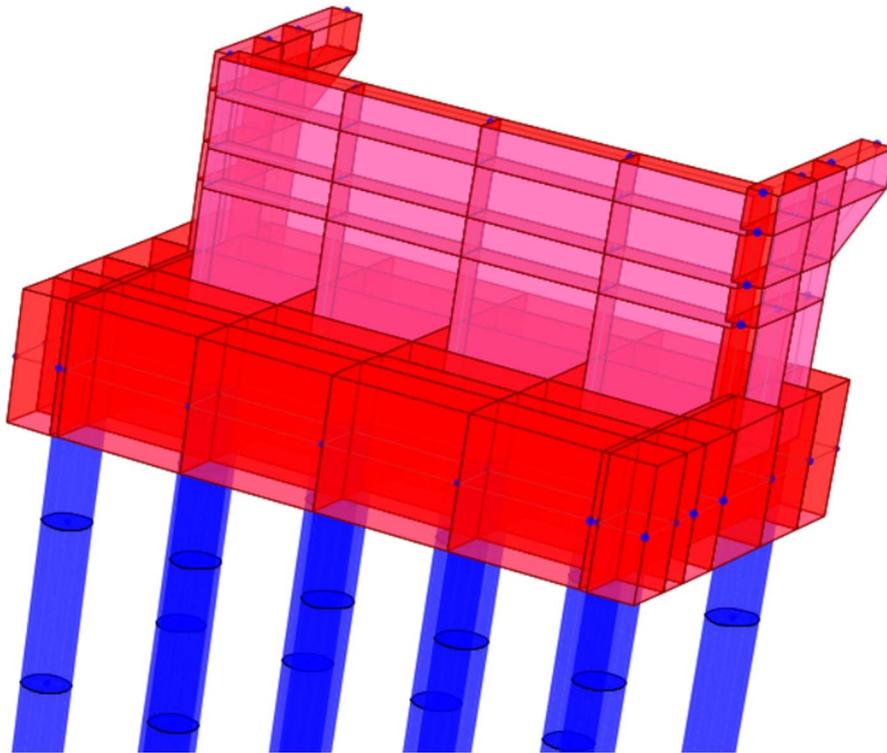
Tutti gli elementi strutturali della spalla sono stati descritti come elementi bidimensionali a piastra (shell), la palificata di sostegno e stata descritta con elementi monodimensionali a trave (beam): l'interazione tra il terreno e i pali di fondazione e modellata tramite l'applicazione di molle lineari orizzontali.

I carichi assegnati nei vari punti della struttura sono desunti dall'analisi dei carichi descritta in precedenza.

Il calcolo delle sollecitazioni e stato condotto attraverso il modello tridimensionale agli elementi finiti schematizzato nelle figure seguenti.

Gli assi di riferimento adottati sono:

- x = asse longitudinale rispetto all'asse della passerella
- y = asse trasversale rispetto all'asse della passerella
- z = asse verticale



10.3 Determinazione delle azioni in fondazione

Coerentemente con quanto prescritto per le sottostrutture di costruzioni e ponti isolati, si sono assunte quali azioni in fondazione, quelle derivanti da un'analisi eseguita con $q=1$.

11 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle norme tecniche - Norme tecniche per le costruzioni” - DM 14.1.2008.

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio, riguardanti gli stati tensionale e di fessurazione, ed allo stato limite ultimo. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali in c.a..

11.1 Verifica agli stati limite di esercizio

11.1.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 14.1.2008.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 14.1.2008.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Nella tabella sopra riportata, $w_1=0.2$ mm, $w_2=0.3$ mm, $w_3=0.40$ mm.

Sono stati inoltre considerate le ulteriori prescrizioni riportate al paragrafo 2.6.2.2.2 del MdP RFI:

Per tutte le strutture in cemento armato normale e precompresso, le verifiche a fessurazione saranno eseguite adottando i criteri definiti al p.to 4.1.2.2.4.5 del DM 14.01.2008, con le seguenti ulteriori prescrizioni:

- i valori limite di apertura delle fessure, per la combinazione frequente e per armature poco sensibili, sono i seguenti:
 - a. $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
 - b. $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

11.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 4.1.2.2.5.1 delle NTC 2008.

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c deve rispettare la seguente limitazione:

$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica rara;

$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.75 f_{yk}$$

dove f_{yk} per armatura ordinaria e la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

11.3 Verifica agli stati limite ultimi

11.3.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{\max}=0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{\max}= f_{yk}/1.15$).

11.3.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove d è l'altezza utile della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

La resistenza a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

In cui:

d è l'altezza utile della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione;

σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

θ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);

α è un coefficiente maggiorativo, pari ad 1 per membrature non compresse.

12 VERIFICA DEL FUSTO PILA

Nei paragrafi successivi si esibiscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al fusto della pila.

12.1 Sollecitazioni agenti

Si riporta di seguito la sintesi delle sollecitazioni indotte nelle sezioni di spiccato, per ciascuna delle combinazioni di carico. Tali sollecitazioni sono state desunte dal modello di calcolo globale agli elementi finiti.

Le grandezze che figurano nelle Tabelle riportate di seguito fanno riferimento al seguente gruppo di sollecitazioni:

P: Sforzo normale (negativo, se di compressione)

V₃: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

V₂: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

T: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto

M₃: Momento flettente in direzione longitudinale

M₂: Momento flettente in direzione trasversale

Per la descrizione delle azioni corrispondenti ai diversi casi di carico analizzati, si faccia riferimento a quanto riportato nel capitolo relativo alle “Combinazioni di carico”.

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA DELLA PILA - STATO LIMITE ULTIMO										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	cm	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-cm	KN-cm	KN-cm
8505	0	SLU	Combination	Max P	-1'044	113	-61	-75	-525	873
8505	0	SLU	Combination	Min P	-2'134	0	61	75	525	0
8505	0	SLU	Combination	Max V2	-1'210	113	-64	-161	-426	873
8505	0	SLU	Combination	Min V2	-1'913	-113	64	168	611	-873
8505	0	SLU	Combination	Max V3	-1'161	0	105	227	989	0
8505	0	SLU	Combination	Min V3	-1'944	0	-105	-226	-989	0
8505	0	SLU	Combination	Max T	-1'161	0	105	227	989	0
8505	0	SLU	Combination	Min T	-1'944	0	-105	-226	-989	0
8505	0	SLU	Combination	Max M2	-1'216	0	104	206	1'025	0
8505	0	SLU	Combination	Min M2	-1'999	0	-104	-207	-1'025	0
8505	0	SLU	Combination	Max M3	-1'210	113	-64	-161	-426	873
8505	0	SLU	Combination	Min M3	-1'913	-113	64	168	611	-873
8505	0	SLV	Combination	Max	-1'302	247	93	107	695	1'799
8505	0	SLV	Combination	Min	-1'348	-247	-93	-107	-695	-1'799
8505	0	ECC	Combination	Max P	-1'325	0	2'000	-11	4'997	0
8505	0	ECC	Combination	Min P	-1'325	0	-2'000	12	-4'997	0
8505	0	ECC	Combination	Max V2	-1'325	750	0	1	0	1'875
8505	0	ECC	Combination	Min V2	-1'325	-750	0	-1	0	-1'875
8505	0	ECC	Combination	Max V3	-1'325	0	2'000	-11	4'997	0
8505	0	ECC	Combination	Min V3	-1'325	0	-2'000	12	-4'997	0
8505	0	ECC	Combination	Max T	-1'325	0	-2'000	14	-4'996	0
8505	0	ECC	Combination	Min T	-1'325	0	2'000	-13	4'996	0
8505	0	ECC	Combination	Max M2	-1'325	0	2'000	-11	4'997	0
8505	0	ECC	Combination	Min M2	-1'325	0	-2'000	12	-4'997	0
8505	0	ECC	Combination	Max M3	-1'325	750	0	1	0	1'875
8505	0	ECC	Combination	Min M3	-1'325	-750	0	-1	0	-1'875

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA DELLA PILA - STATO LIMITE DI ESERCIZIO										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	cm	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-cm	KN-cm	KN-cm
8505	0	SLE_RARA	Combination	Max P	-1'323	84	-41	-50	-350	647
8505	0	SLE_RARA	Combination	Min P	-1'550	0	41	50	350	0
8505	0	SLE_RARA	Combination	Max V2	-1'445	84	-43	-114	-277	647
8505	0	SLE_RARA	Combination	Min V2	-1'386	-84	43	119	414	-646
8505	0	SLE_RARA	Combination	Max V3	-1'409	0	70	158	668	0
8505	0	SLE_RARA	Combination	Min V3	-1'409	0	-70	-158	-668	0
8505	0	SLE_RARA	Combination	Max T	-1'409	0	70	158	668	0
8505	0	SLE_RARA	Combination	Min T	-1'409	0	-70	-158	-668	0
8505	0	SLE_RARA	Combination	Max M2	-1'450	0	70	143	694	0
8505	0	SLE_RARA	Combination	Min M2	-1'450	0	-70	-144	-694	0
8505	0	SLE_RARA	Combination	Max M3	-1'445	84	-43	-114	-277	647
8505	0	SLE_RARA	Combination	Min M3	-1'386	-84	43	119	414	-646
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Max P	-1'325	0	0	1	0	0
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Min P	-1'493	0	0	-1	0	0
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Max V2	-1'409	0	-2	-72	-83	0
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Min V2	-1'409	0	2	73	83	0
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Max V3	-1'409	0	2	74	84	0
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Min V3	-1'409	0	-2	-74	-84	0
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Max T	-1'409	0	2	74	84	0
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Min T	-1'409	0	-2	-74	-84	0
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Max M2	-1'450	0	2	59	110	0
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Min M2	-1'450	0	-2	-59	-110	0
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Max M3	-1'447	0	-2	-63	74	0
8505	0	SLE_FREQ	Combination	Min M3	-1'409	0	2	73	83	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Max P	-1'325	0	0	1	0	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Min P	-1'325	0	0	-1	0	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Max V2	-1'325	0	0	1	0	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Min V2	-1'325	0	0	-1	0	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Max V3	-1'325	0	0	1	0	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Min V3	-1'325	0	0	-1	0	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Max T	-1'325	0	0	1	0	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Min T	-1'325	0	0	-1	0	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Max M2	-1'325	0	0	1	0	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Min M2	-1'325	0	0	-1	0	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Max M3	-1'325	0	0	1	0	0
8505	0	SLE_QP	Combination	Min M3	-1'325	0	0	-1	0	0

12.2 Verifica del fusto

Le verifiche strutturali allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono state svolte, seguendo i criteri esposti in precedenza, con il codice di calcolo RC-SEC, per ciascuna delle combinazioni di carico considerate.

La sezione di verifica è quella relativa allo spiccato della pila (quota estradosso plinto).

Una sintesi delle caratteristiche dell'armatura verticale, orizzontale ed a taglio (spille) previste è esibita nei prospetti di seguito. L'area di armatura minima da garantire, rispetto alla sezione di calcestruzzo, segue le prescrizioni riportate nelle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14.1.2008 e quelle del MdP RFI laddove risultino maggiormente restrittive.

ELEVAZIONE DELLA PILA			
Tipo	Armatura verticale	Armatura orizzontale	Armatura a taglio
Fusto	$\Phi 20/15$	$\Phi 12/12.5$	$\Phi 12/25 \times 60$

Le grandezze che figurano nelle verifiche riportate di seguito fanno riferimento al seguente gruppo di sollecitazioni:

N: Sforzo normale (positivo, se di compressione)

V_x : Taglio in direzione longitudinale, parallela all'asse del viadotto

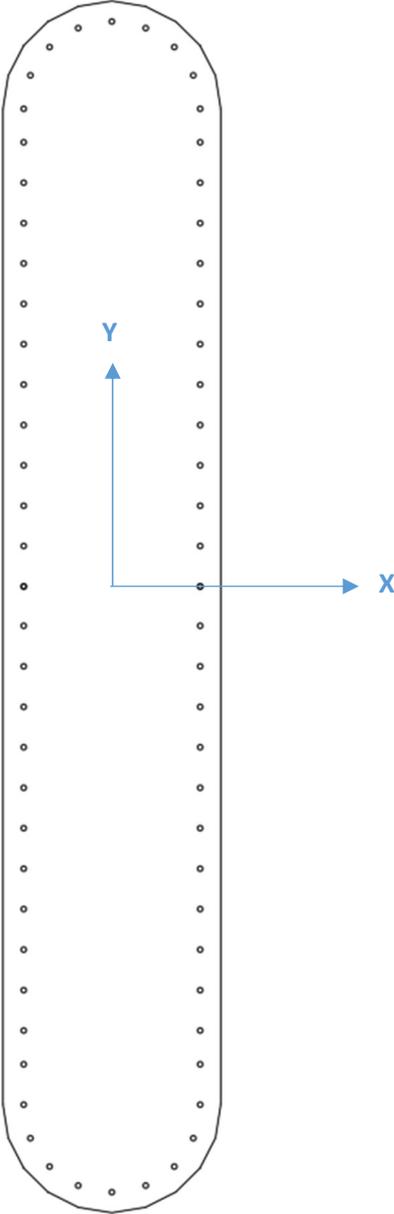
V_y : Taglio in direzione trasversale all'asse del viadotto

M_y : Momento flettente in direzione longitudinale, parallela all'asse del viadotto

M_x : Momento flettente in direzione trasversale all'asse del viadotto

Di seguito le verifiche strutturali relative alla sezione di spiccato della pila.

12.2.1 Verifiche a flessione



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40		
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1	MPa	
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
	Modulo Elastico Normale Ec:	33000.0	MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00		
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4	MPa	
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
		Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068		
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito		
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00		
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:		0.50		
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa		

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-40.0	185.0
2	-38.0	197.4
3	-32.4	208.5
4	-23.5	217.4
5	-12.4	223.0
6	0.0	225.0
7	12.4	223.0
8	23.5	217.4
9	32.4	208.5
10	38.0	197.4
11	40.0	185.0
12	40.0	-185.0
13	38.0	-197.4
14	32.4	-208.5
15	23.5	-217.4
16	12.4	-223.0
17	0.0	-225.0
18	-12.4	-223.0
19	-23.5	-217.4
20	-32.4	-208.5
21	-38.0	-197.4
22	-40.0	-185.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	32.4	-50.0	20
2	32.4	-65.0	20
3	32.4	-80.0	20
4	32.4	-95.0	20
5	32.4	-110.0	20
6	32.4	-125.0	20
7	32.4	-140.0	20
8	32.4	-155.0	20
9	32.4	-170.0	20
10	-32.4	-50.0	20
11	-32.4	-65.0	20
12	-32.4	-80.0	20
13	-32.4	-95.0	20
14	-32.4	-110.0	20
15	-32.4	-125.0	20
16	-32.4	-140.0	20
17	-32.4	-155.0	20
18	-32.4	-170.0	20
19	32.4	-185.0	20
20	-32.4	-185.0	20
21	32.4	-35.0	20
22	-32.4	-35.0	20
23	32.4	-20.0	20
24	-32.4	-20.0	20
25	32.4	-5.0	20
26	-32.4	-5.0	20
27	32.4	5.0	20
28	-32.4	5.0	20
29	32.4	50.0	20
30	32.4	65.0	20
31	32.4	80.0	20
32	32.4	95.0	20
33	32.4	110.0	20
34	32.4	125.0	20
35	32.4	140.0	20
36	32.4	155.0	20
37	32.4	170.0	20
38	29.9	197.4	20
39	22.9	207.9	20
40	0.0	217.4	20
41	-32.4	50.0	20
42	-32.4	65.0	20
43	-32.4	80.0	20
44	-32.4	95.0	20
45	-32.4	110.0	20
46	-32.4	125.0	20
47	-32.4	140.0	20
48	-32.4	155.0	20
49	-32.4	170.0	20
50	-29.9	197.4	20
51	-12.4	214.9	20
52	32.4	185.0	20
53	-32.4	185.0	20
54	-22.9	207.9	20
55	12.4	214.9	20
56	32.4	35.0	20
57	-32.4	35.0	20
58	32.4	20.0	20
59	-32.4	20.0	20
60	32.4	5.0	20
61	-32.4	5.0	20
62	29.9	-197.4	20
63	22.9	-207.9	20
64	0.0	-217.4	20

65	-29.9	-197.4	20
66	-12.4	-214.9	20
67	-22.9	-207.9	20
68	12.4	-214.9	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1044.32	-525.34	873.42	0.00	0.00
2	2133.73	525.45	0.00	0.00	0.00
3	1209.52	-425.93	873.42	0.00	0.00
4	1912.97	611.43	-872.66	0.00	0.00
5	1161.06	989.37	0.00	0.00	0.00
6	1943.89	-989.29	0.00	0.00	0.00
7	1161.06	989.37	0.00	0.00	0.00
8	1943.89	-989.29	0.00	0.00	0.00
9	1215.77	1024.74	0.00	0.00	0.00
10	1998.60	-1024.82	0.00	0.00	0.00
11	1209.52	-425.93	873.42	0.00	0.00
12	1912.97	611.43	-872.66	0.00	0.00
13	1301.53	694.88	1799.18	0.00	0.00
14	1347.88	-694.79	-1799.18	0.00	0.00
15	1324.70	4996.93	0.00	0.00	0.00
16	1324.70	-4996.84	0.00	0.00	0.00
17	1324.70	0.28	1875.00	0.00	0.00
18	1324.70	-0.20	-1875.00	0.00	0.00
19	1324.70	4996.97	0.00	0.00	0.00
20	1324.70	-4996.89	0.00	0.00	0.00
21	1324.70	-4996.31	0.00	0.00	0.00
22	1324.70	4996.39	0.00	0.00	0.00
23	1324.70	4996.97	0.00	0.00	0.00
24	1324.70	-4996.89	0.00	0.00	0.00
25	1324.70	0.28	1875.00	0.00	0.00
26	1324.70	-0.20	-1875.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1322.60	-350.20	646.98
2	1549.70	350.29	0.00
3	1444.98	-276.57	646.98
4	1386.18	413.98	-646.42
5	1409.08	667.97	0.00
6	1409.08	-667.89	0.00
7	1409.08	667.97	0.00
8	1409.08	-667.89	0.00
9	1449.60	694.16	0.00
10	1449.60	-694.21	0.00
11	1444.98	-276.57	646.98
12	1386.18	413.98	-646.42

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1324.70	0.23 (0.00)	0.00 (0.00)
2	1493.45	-0.14 (0.00)	0.00 (0.00)
3	1409.08	-83.33 (0.00)	0.00 (0.00)
4	1409.08	83.43 (0.00)	0.00 (0.00)
5	1409.08	83.91 (0.00)	0.00 (0.00)
6	1409.08	-83.82 (0.00)	0.00 (0.00)
7	1409.08	83.91 (0.00)	0.00 (0.00)
8	1409.08	-83.82 (0.00)	0.00 (0.00)
9	1449.60	110.11 (0.00)	0.00 (0.00)
10	1449.60	-110.13 (0.00)	0.00 (0.00)
11	1447.08	73.87 (0.00)	0.00 (0.00)
12	1409.08	83.43 (0.00)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1324.70	0.28 (0.00)	0.00 (0.00)
2	1324.70	-0.20 (0.00)	0.00 (0.00)
3	1324.70	0.28 (0.00)	0.00 (0.00)
4	1324.70	-0.20 (0.00)	0.00 (0.00)
5	1324.70	0.33 (0.00)	0.00 (0.00)
6	1324.70	-0.25 (0.00)	0.00 (0.00)
7	1324.70	0.33 (0.00)	0.00 (0.00)
8	1324.70	-0.25 (0.00)	0.00 (0.00)
9	1324.70	0.33 (0.00)	0.00 (0.00)
10	1324.70	-0.25 (0.00)	0.00 (0.00)
11	1324.70	0.28 (0.00)	0.00 (0.00)
12	1324.70	-0.20 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	1044.32	-525.34	873.42	1044.05	-1929.01	3232.02	3.69	213.6(103.6)
2	S	2133.73	525.45	0.00	2133.82	19908.87	0.00	37.92	213.6(103.6)
3	S	1209.52	-425.93	873.42	1209.50	-1600.04	3288.68	3.76	213.6(103.6)
4	S	1912.97	611.43	-872.66	1912.72	2456.95	-3503.76	4.02	213.6(103.6)
5	S	1161.06	989.37	0.00	1161.16	18333.08	0.00	18.53	213.6(103.6)
6	S	1943.89	-989.29	0.00	1943.61	-19630.40	0.00	19.84	213.6(103.6)
7	S	1161.06	989.37	0.00	1161.16	18333.08	0.00	18.53	213.6(103.6)
8	S	1943.89	-989.29	0.00	1943.61	-19630.40	0.00	19.84	213.6(103.6)
9	S	1215.77	1024.74	0.00	1215.90	18422.87	0.00	17.98	213.6(103.6)
10	S	1998.60	-1024.82	0.00	1998.42	-19718.64	0.00	19.23	213.6(103.6)
11	S	1209.52	-425.93	873.42	1209.50	-1600.04	3288.68	3.76	213.6(103.6)
12	S	1912.97	611.43	-872.66	1912.72	2456.95	-3503.76	4.02	213.6(103.6)
13	S	1301.53	694.88	1799.18	1301.63	1292.65	3320.35	1.85	213.6(103.6)
14	S	1347.88	-694.79	-1799.18	1347.80	-1277.00	-3335.46	1.85	213.6(103.6)
15	S	1324.70	4996.93	0.00	1324.83	18601.23	0.00	3.72	213.6(103.6)
16	S	1324.70	-4996.84	0.00	1324.83	-18625.82	0.00	3.73	213.6(103.6)
17	S	1324.70	0.28	1875.00	1324.74	-0.77	3332.91	1.78	213.6(103.6)
18	S	1324.70	-0.20	-1875.00	1324.79	5.47	-3333.37	1.78	213.6(103.6)
19	S	1324.70	4996.97	0.00	1324.83	18601.23	0.00	3.72	213.6(103.6)
20	S	1324.70	-4996.89	0.00	1324.83	-18625.82	0.00	3.73	213.6(103.6)
21	S	1324.70	-4996.31	0.00	1324.83	-18625.82	0.00	3.73	213.6(103.6)
22	S	1324.70	4996.39	0.00	1324.83	18601.23	0.00	3.72	213.6(103.6)
23	S	1324.70	4996.97	0.00	1324.83	18601.23	0.00	3.72	213.6(103.6)
24	S	1324.70	-4996.89	0.00	1324.83	-18625.82	0.00	3.73	213.6(103.6)
25	S	1324.70	0.28	1875.00	1324.74	-0.77	3332.91	1.78	213.6(103.6)
26	S	1324.70	-0.20	-1875.00	1324.79	5.47	-3333.37	1.78	213.6(103.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	40.0	-185.0	0.00108	32.4	-185.0	-0.02078	-32.4	185.0
2	0.00350	0.0	225.0	0.00314	0.0	217.4	-0.01733	0.0	-217.4
3	0.00350	40.0	-185.0	0.00102	32.4	-185.0	-0.02111	-32.4	185.0
4	0.00350	-40.0	185.0	0.00136	-32.4	185.0	-0.01829	32.4	-185.0
5	0.00350	0.0	225.0	0.00311	0.0	217.4	-0.01934	0.0	-217.4

6	0.00350	0.0	-225.0	0.00314	0.0	-217.4	-0.01769	0.0	217.4
7	0.00350	0.0	225.0	0.00311	0.0	217.4	-0.01934	0.0	-217.4
8	0.00350	0.0	-225.0	0.00314	0.0	-217.4	-0.01769	0.0	217.4
9	0.00350	0.0	225.0	0.00311	0.0	217.4	-0.01922	0.0	-217.4
10	0.00350	0.0	-225.0	0.00314	0.0	-217.4	-0.01758	0.0	217.4
11	0.00350	40.0	-185.0	0.00102	32.4	-185.0	-0.02111	-32.4	185.0
12	0.00350	-40.0	185.0	0.00136	-32.4	185.0	-0.01829	32.4	-185.0
13	0.00350	40.0	185.0	0.00095	32.4	185.0	-0.02160	-32.4	-185.0
14	0.00350	-40.0	-185.0	0.00096	-32.4	-185.0	-0.02155	32.4	185.0
15	0.00350	0.0	225.0	0.00311	0.0	217.4	-0.01898	0.0	-217.4
16	0.00350	0.0	-225.0	0.00311	0.0	-217.4	-0.01898	0.0	217.4
17	0.00350	40.0	185.0	0.00054	32.4	185.0	-0.02473	-32.4	-185.0
18	0.00350	-40.0	185.0	0.00054	-32.4	185.0	-0.02472	32.4	-185.0
19	0.00350	0.0	225.0	0.00311	0.0	217.4	-0.01898	0.0	-217.4
20	0.00350	0.0	-225.0	0.00311	0.0	-217.4	-0.01898	0.0	217.4
21	0.00350	0.0	-225.0	0.00311	0.0	-217.4	-0.01898	0.0	217.4
22	0.00350	0.0	225.0	0.00311	0.0	217.4	-0.01898	0.0	-217.4
23	0.00350	0.0	225.0	0.00311	0.0	217.4	-0.01898	0.0	-217.4
24	0.00350	0.0	-225.0	0.00311	0.0	-217.4	-0.01898	0.0	217.4
25	0.00350	40.0	185.0	0.00054	32.4	185.0	-0.02473	-32.4	-185.0
26	0.00350	-40.0	185.0	0.00054	-32.4	185.0	-0.02472	32.4	-185.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000318668	-0.000003278	-0.009853175	----	----
2	0.000000000	0.000047081	-0.007093196	----	----
3	0.000325822	-0.000002754	-0.010042459	----	----
4	-0.000281904	0.000003740	-0.008468020	----	----
5	0.000000000	0.000051622	-0.008115037	----	----
6	0.000000000	-0.000047899	-0.007277222	----	----
7	0.000000000	0.000051622	-0.008115037	----	----
8	0.000000000	-0.000047899	-0.007277222	----	----
9	0.000000000	0.000051347	-0.008053170	----	----
10	0.000000000	-0.000047654	-0.007222171	----	----
11	0.000325822	-0.000002754	-0.010042459	----	----
12	-0.000281904	0.000003740	-0.008468020	----	----
13	0.000335111	0.000002261	-0.010322705	----	----
14	-0.000334681	-0.000002216	-0.010297206	----	----
15	0.000000000	0.000050807	-0.007931535	----	----
16	0.000000000	-0.000050807	-0.007931535	----	----
17	0.000389846	0.000000011	-0.012095912	----	----
18	-0.000389592	0.000000030	-0.012089279	----	----
19	0.000000000	0.000050807	-0.007931535	----	----
20	0.000000000	-0.000050807	-0.007931535	----	----
21	0.000000000	-0.000050807	-0.007931535	----	----
22	0.000000000	0.000050807	-0.007931535	----	----
23	0.000000000	0.000050807	-0.007931535	----	----
24	0.000000000	-0.000050807	-0.007931535	----	----
25	0.000389846	0.000000011	-0.012095912	----	----
26	-0.000389592	0.000000030	-0.012089279	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.50	40.0	-185.0	-46.8	-32.4	185.0	5667	94.2
2	S	0.54	0.0	225.0	4.2	0.0	-217.4	---	---
3	S	2.42	40.0	-185.0	-41.6	-32.4	185.0	5580	91.1
4	S	2.53	-40.0	185.0	-45.1	32.4	-185.0	5330	91.1
5	S	0.62	0.0	225.0	2.0	0.0	-217.4	---	---
6	S	0.62	0.0	-225.0	2.0	0.0	217.4	---	---
7	S	0.62	0.0	225.0	2.0	0.0	-217.4	---	---
8	S	0.62	0.0	-225.0	2.0	0.0	217.4	---	---
9	S	0.65	0.0	225.0	2.0	0.0	-217.4	---	---
10	S	0.65	0.0	-225.0	2.0	0.0	217.4	---	---
11	S	2.42	40.0	-185.0	-41.6	-32.4	185.0	5580	91.1
12	S	2.53	-40.0	185.0	-45.1	32.4	-185.0	5330	91.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max*(e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00027	0.00000	0.500	20.0	65	0.00014 (0.00014)	426	0.060 (990.00)	-1049.04	1938.04
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
3	S	-0.00025	0.00000	0.500	20.0	65	0.00012 (0.00012)	429	0.054 (990.00)	-876.44	2050.27
4	S	-0.00026	0.00000	0.500	20.0	65	0.00014 (0.00014)	420	0.057 (990.00)	1237.99	-1933.07
5	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
6	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
7	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
8	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
9	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
10	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
11	S	-0.00025	0.00000	0.500	20.0	65	0.00012 (0.00012)	429	0.054 (990.00)	-876.44	2050.27
12	S	-0.00026	0.00000	0.500	20.0	65	0.00014 (0.00014)	420	0.057 (990.00)	1237.99	-1933.07

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.35	0.0	225.0	5.3	0.0	-217.4	---	---
2	S	0.40	0.0	-225.0	5.9	0.0	217.4	---	---
3	S	0.40	0.0	-225.0	5.1	0.0	217.4	---	---
4	S	0.40	0.0	225.0	5.1	0.0	-217.4	---	---
5	S	0.40	0.0	225.0	5.1	0.0	-217.4	---	---
6	S	0.40	0.0	-225.0	5.1	0.0	217.4	---	---
7	S	0.40	0.0	225.0	5.1	0.0	-217.4	---	---
8	S	0.40	0.0	-225.0	5.1	0.0	217.4	---	---
9	S	0.43	0.0	225.0	5.2	0.0	-217.4	---	---
10	S	0.43	0.0	-225.0	5.2	0.0	217.4	---	---
11	S	0.41	0.0	225.0	5.3	0.0	-217.4	---	---
12	S	0.40	0.0	225.0	5.1	0.0	-217.4	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
3	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
5	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
6	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
7	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
8	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
9	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
10	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
11	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
12	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.35	0.0	225.0	5.3	0.0	-217.4	---	---
2	S	0.35	0.0	-225.0	5.3	0.0	217.4	---	---
3	S	0.35	0.0	225.0	5.3	0.0	-217.4	---	---
4	S	0.35	0.0	-225.0	5.3	0.0	217.4	---	---
5	S	0.35	0.0	225.0	5.3	0.0	-217.4	---	---
6	S	0.35	0.0	-225.0	5.3	0.0	217.4	---	---
7	S	0.35	0.0	225.0	5.3	0.0	-217.4	---	---
8	S	0.35	0.0	-225.0	5.3	0.0	217.4	---	---
9	S	0.35	0.0	225.0	5.3	0.0	-217.4	---	---
10	S	0.35	0.0	-225.0	5.3	0.0	217.4	---	---
11	S	0.35	0.0	225.0	5.3	0.0	-217.4	---	---
12	S	0.35	0.0	-225.0	5.3	0.0	217.4	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
3	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
5	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
6	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
7	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
8	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
9	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
10	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
11	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
12	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

12.2.2 Verifiche a taglio

DIREZIONE TRASVERSALE

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO DM08 - § 4.1.2.1.3.2

$$\begin{aligned}N_p &= 1325 \text{ kN} && \text{(Compressione positiva)} \\R_{ck} &= 40.00 \text{ N/mm}^2 \\f_{ck} &= 33.20 \text{ N/mm}^2 \\f_{ctk} &= 2.17 \text{ N/mm}^2 \\ \alpha_{cc} &= 0.85 - \\ \gamma_c &= 1.50 - \\ f_{cd} &= 18.81 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctd} &= 1.45 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Staffe:

$$\begin{aligned}d_{sw} &= 12.00 \text{ mm} && \text{Staffe esterne} \\n_{sw} &= 2.00 - \\d_{sw} &= 0.00 \text{ mm} && \text{Staffe interne} \\n_{sw} &= 0.00 - \\A_{sw} &= 226.19 \text{ mm}^2 \\A_{sw, tot} &= 1809.56 \text{ mm}^2/\text{m} \\s &= 125.00 \text{ mm} \\f_{yk} &= 450.00 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_s &= 1.15 - \\f_{yd} &= 391.30 \text{ N/mm}^2 \\d &= 3700 \text{ mm} \\ \alpha &= 90.00^\circ && \text{Inclinazione armatura a taglio rispetto all'asse della trave} \\ctg\alpha &= 0.00 -\end{aligned}$$

Il valore di θ che uguaglia i contributi di resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e taglio compressione V_{Rcd} è :

$$\begin{aligned}\theta &= 45.00^\circ && \text{Inclinazione puntoni di CLS rispetto all'asse della trave} \\V_{Rsd} &= 2358 \text{ kN} && \text{Taglio trazione} \\V_{Rcd} &= 12785 \text{ kN} && \text{Taglio compressione} \\ \theta_{lim, inf} &= 21.80^\circ && \text{Limite inferiore inclinazione dei puntoni} \\ \theta_{lim, sup} &= 45.00^\circ && \text{Limite superiore inclinazione dei puntoni}\end{aligned}$$

Si assume θ pari a:

$$\begin{aligned}\theta &= 45.00^\circ \\ctg\theta &= 1.00 -\end{aligned}$$

$$V_{Rsd} = 2358 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a taglio dell'armatura}$$

$$\begin{aligned}b_w &= 800 \text{ mm} \\A_c &= 3462655 \text{ mm}^2 && \text{Area totale della sezione in calcestruzzo compressa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cp} &= 0.38 \text{ N/mm}^2 \\ \alpha_c &= 1.02 -\end{aligned}$$

$$f'_{cd} = 9.41 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rcd} = 12785 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a taglio del calcestruzzo d'anima}$$

$$V_{Rd} = 2358 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a taglio della sezione}$$

$$V_{ed} = 2000.00 \text{ kN}$$

$$0.85 \quad \text{VERIFICATO}$$

DIREZIONE LONGITUDINALE

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO DM08 - § 4.1.2.1.3.2

$$\begin{aligned}N_p &= 1325 \text{ kN} && \text{(Compressione positiva)} \\R_{ck} &= 40.00 \text{ N/mm}^2 \\f_{ck} &= 33.20 \text{ N/mm}^2 \\f_{ctk} &= 2.17 \text{ N/mm}^2 \\ \\ \alpha_{cc} &= 0.85 - \\ \gamma_c &= 1.50 - \\ f_{cd} &= 18.81 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctd} &= 1.45 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Staffe:

$$\begin{aligned}d_{sw} &= 12.00 \text{ mm} && \text{Staffe esterne} \\n_{sw} &= 7.00 - \\d_{sw} &= 0.00 \text{ mm} && \text{Staffe interne} \\n_{sw} &= 0.00 - \\A_{sw} &= 791.68 \text{ mm}^2 \\A_{sw, tot} &= 6333.45 \text{ mm}^2/\text{m} \\s &= 125.00 \text{ mm} \\f_{yk} &= 450.00 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_s &= 1.15 - \\f_{yd} &= 391.30 \text{ N/mm}^2 \\d &= 728 \text{ mm} \\ \alpha &= 90.00^\circ && \text{Inclinazione armatura a taglio rispetto all'asse della trave} \\ctg\alpha &= 0.00 -\end{aligned}$$

Il valore di θ che uguaglia i contributi di resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e taglio compressione V_{Rcd} è :

$$\begin{aligned}\theta &= 45.00^\circ && \text{Inclinazione puntoni di CLS rispetto all'asse della trave} \\ \\ V_{Rsd} &= 1624 \text{ kN} && \text{Taglio trazione} \\ V_{Rcd} &= 11634 \text{ kN} && \text{Taglio compressione} \\ \\ \theta_{lim, inf} &= 21.80^\circ && \text{Limite inferiore inclinazione dei puntoni} \\ \theta_{lim, sup} &= 45.00^\circ && \text{Limite superiore inclinazione dei puntoni}\end{aligned}$$

Si assume θ pari a:

$$\begin{aligned}\theta &= 45.00^\circ \\ctg\theta &= 1.00 -\end{aligned}$$

$$V_{Rsd} = 1624 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a taglio dell'armatura}$$

$$\begin{aligned}b_w &= 3700 \text{ mm} \\A_c &= 3462655 \text{ mm}^2 && \text{Area totale della sezione in calcestruzzo compressa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cp} &= 0.38 \text{ N/mm}^2 \\ \alpha_c &= 1.02 -\end{aligned}$$

$$f'_{cd} = 9.41 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rcd} = 11634 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a taglio del calcestruzzo d'anima}$$

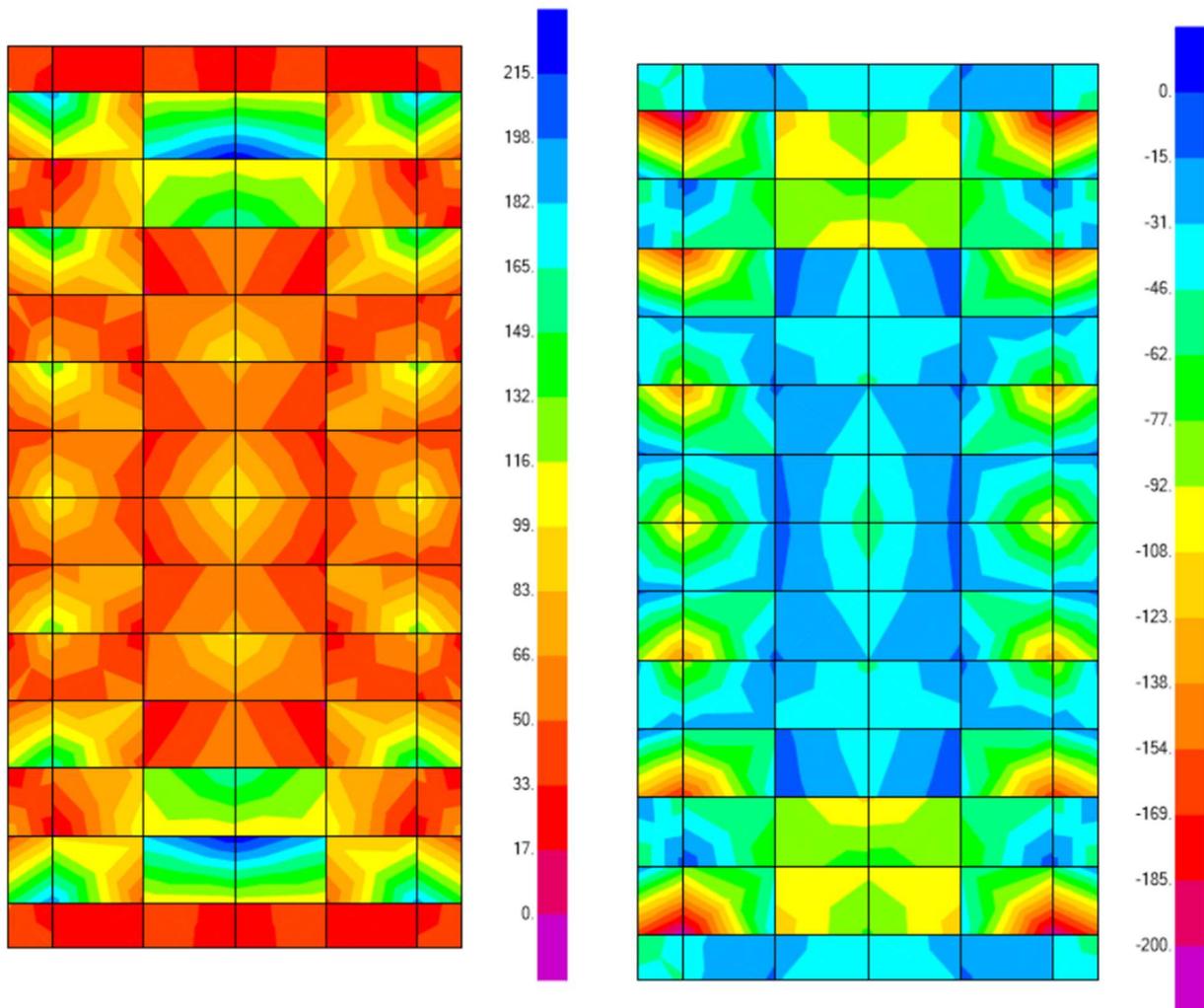
$$V_{Rd} = 1624 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a taglio della sezione}$$

$$V_{ed} = 750.00 \text{ kN}$$

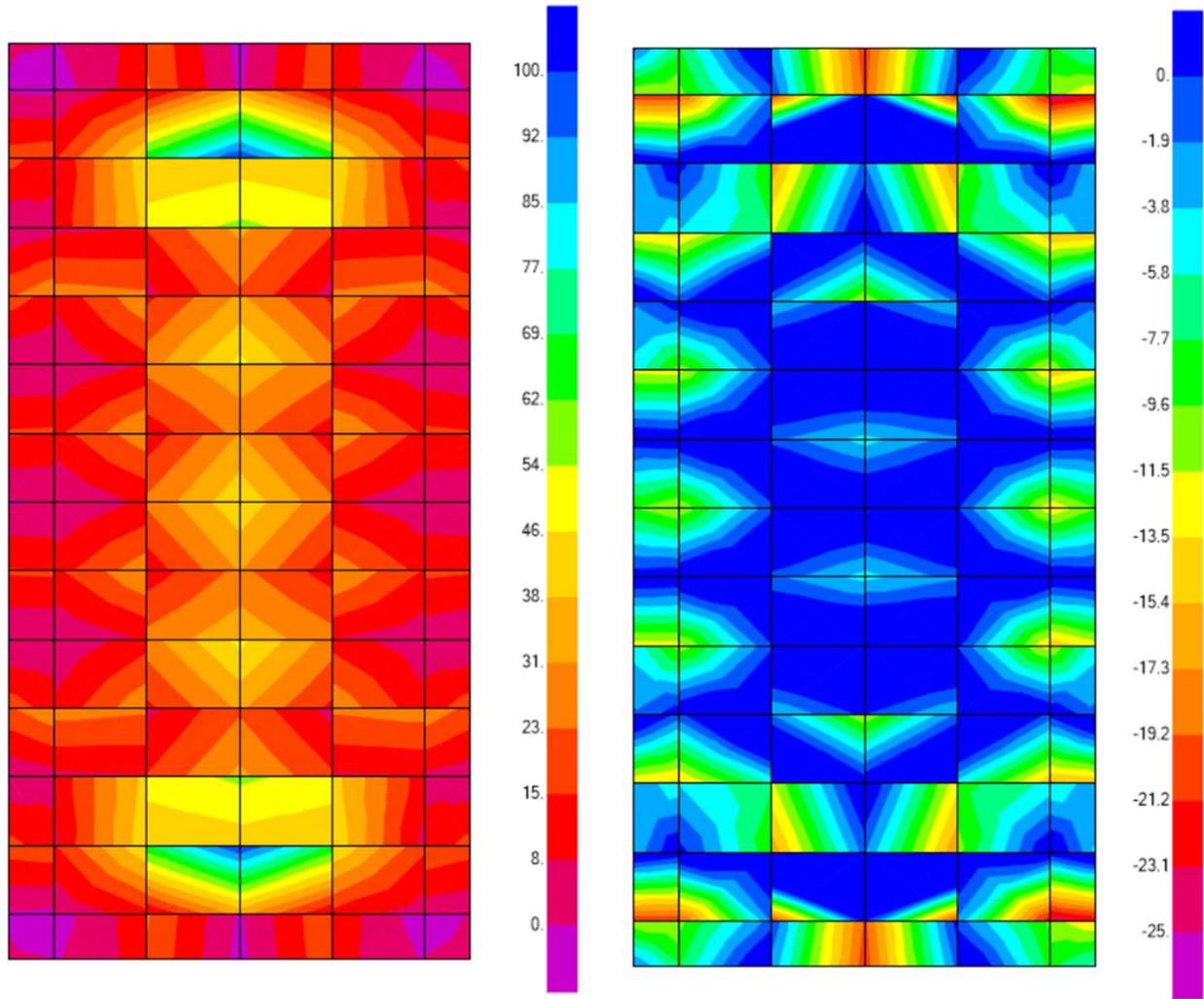
$$0.46 \quad \text{VERIFICATO}$$

13 VERIFICA DEL PLINTO DELLA PILA

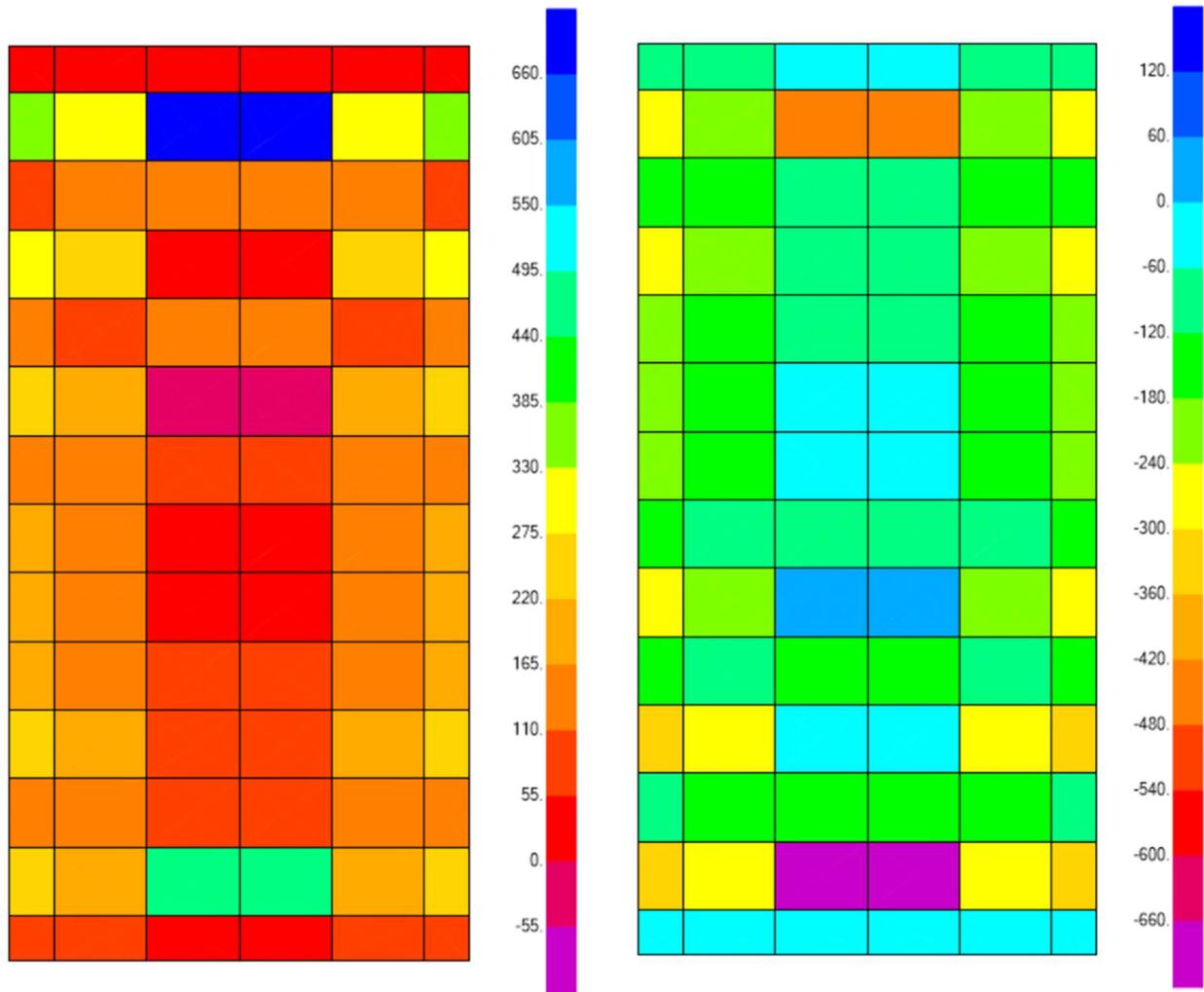
13.1 Analisi dei risultati



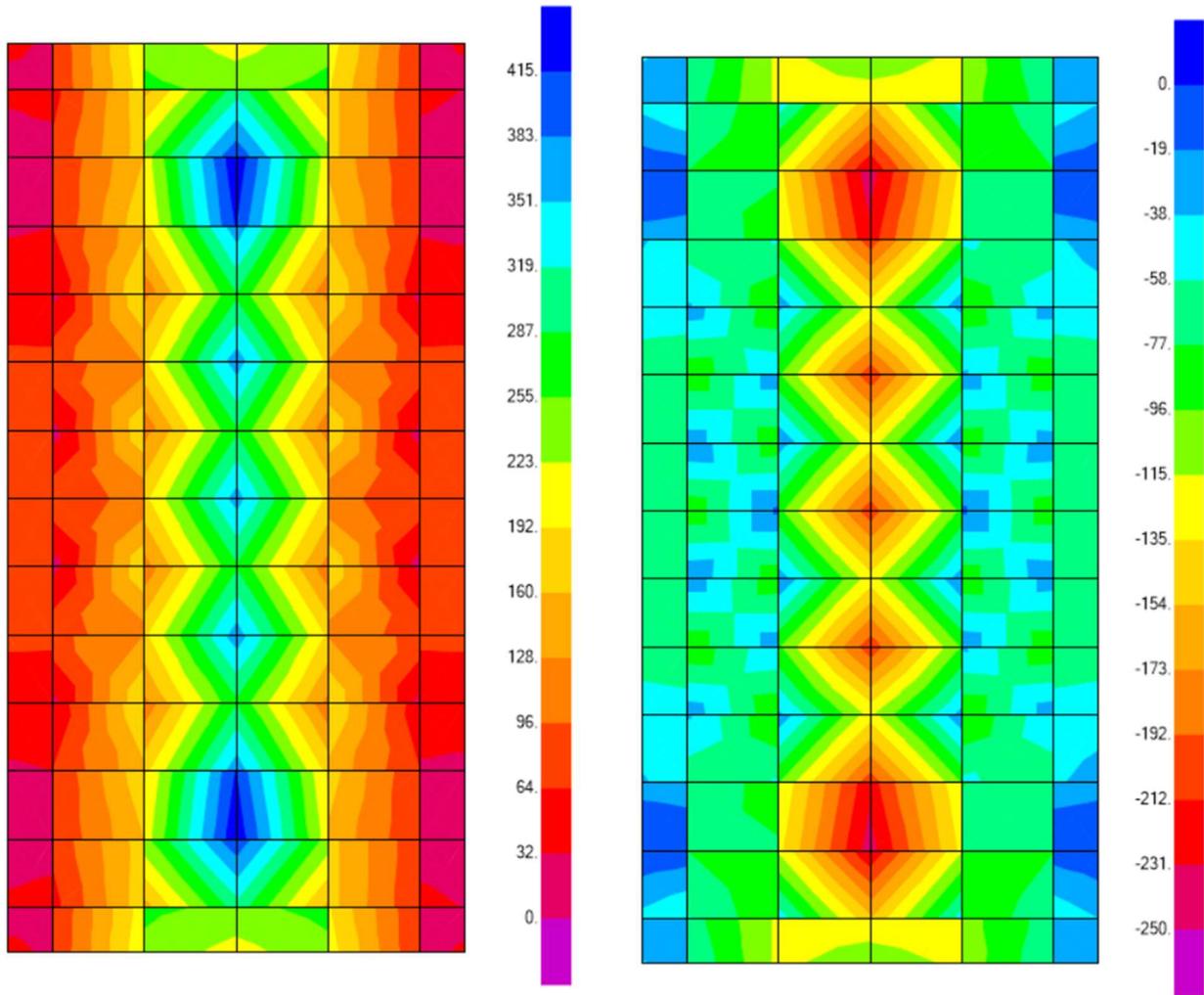
Momento flettente trasversale – Involuppo SLU/SLV/ECC massimi-minimi [kNm/m]



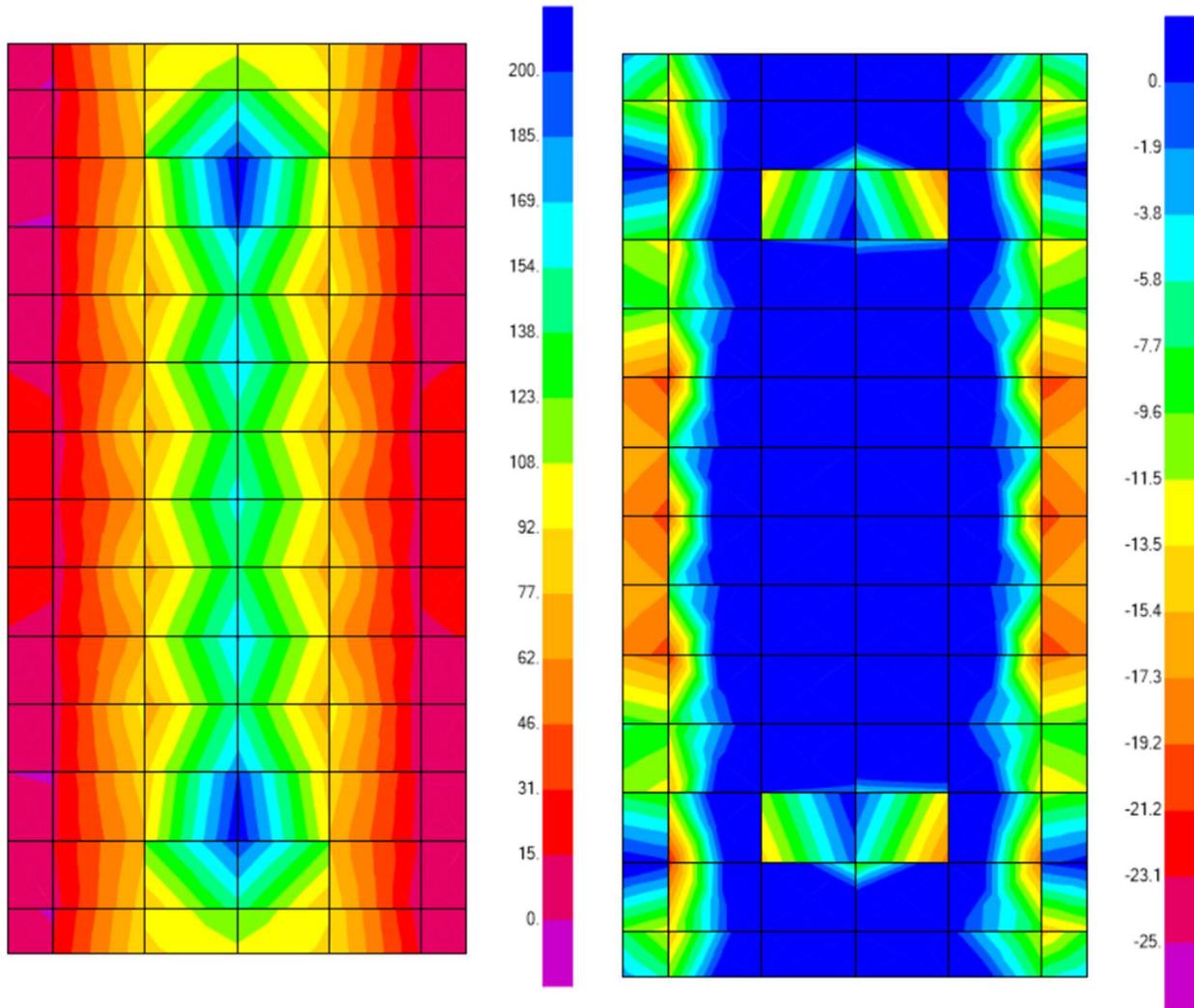
Momento flettente trasversale – Involuppo SLE massimi-minimi [kNm/m]



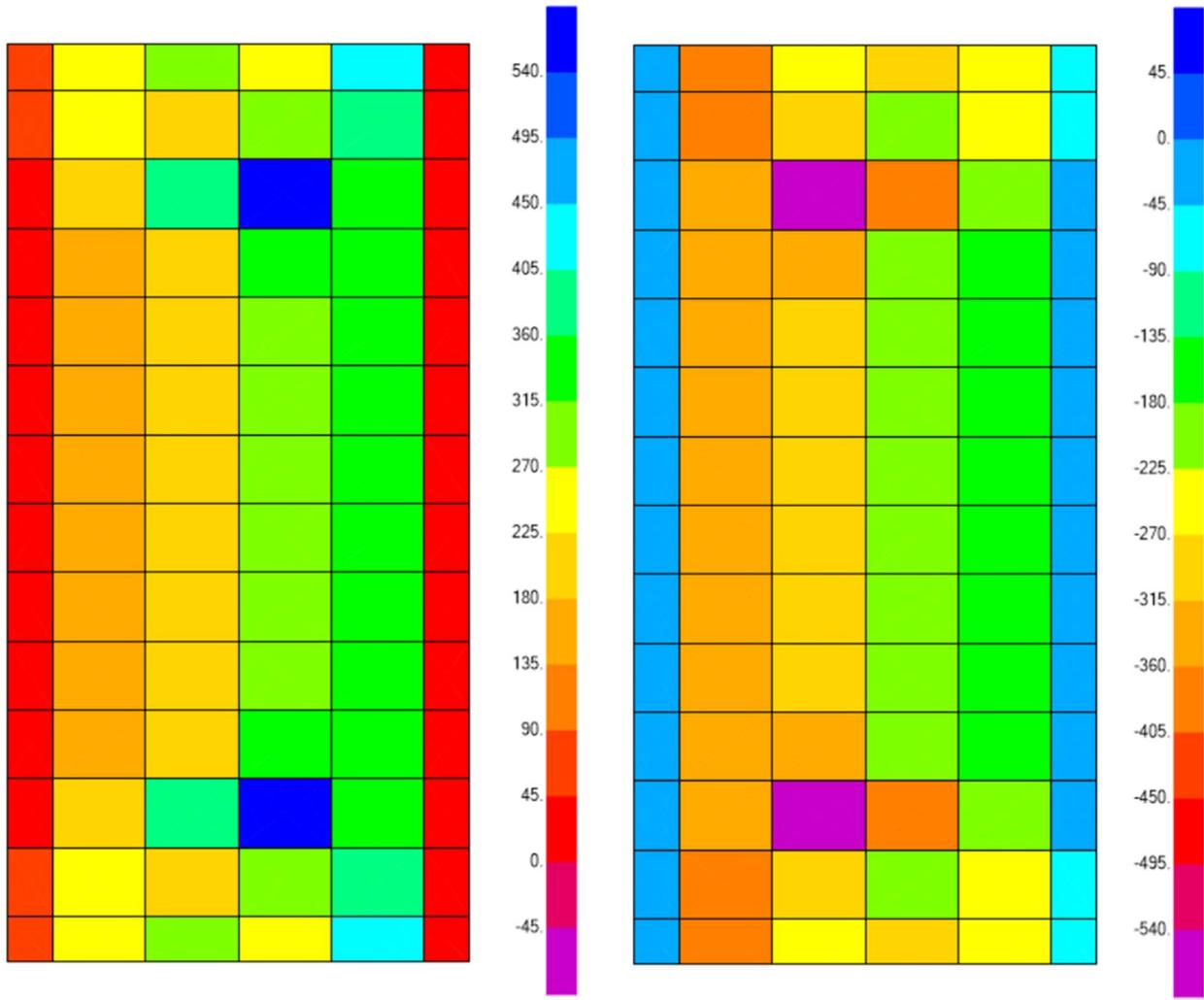
Taglio trasversale – Involuppo SLU/SLV/ECC massimi-minimi [kN/m]



Momento flettente longitudinale – Involuppo SLU/SLV/ECC massimi-minimi [kNm/m]



Momento flettente longitudinale – Involuppo SLE massimi-minimi [kNm/m]



Taglio longitudinale – Involuppo SLU/SLV/ECC massimi-minimi [kN/m]

13.2 Verifiche

Si riassume nel seguito l'armatura adottata e le sollecitazioni di verifica.

PLINTO DI FONDAZIONE			
Tipo	Arm. trasversale	Arm. Longitudinale	Armatura a taglio
Lembo sup.	Ø20/15	Ø20/15	Ø16/45 X 45
Lembo inf.	Ø20/15	Ø20/15	

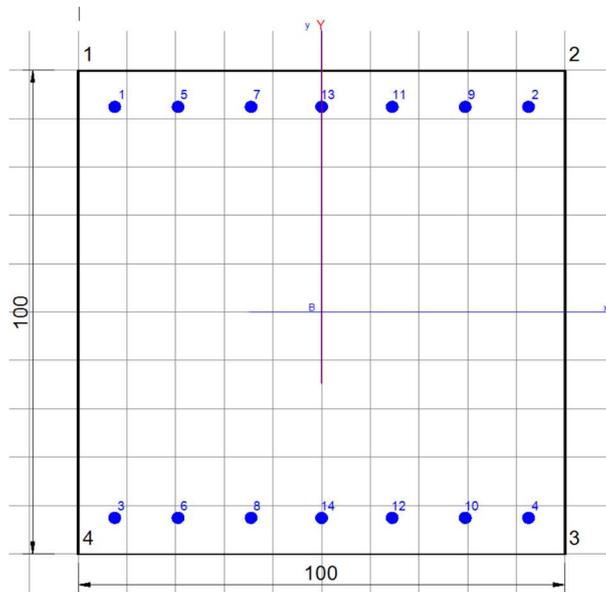
PLINTO - DIREZIONE TRASVERSALE					
RIEPILOGO SOLLECITAZIONI			N	M	T
			kN/m	kNm/m	kN/m
SLU/SLV		Max M	55	205	320
		Min M	70	-145	320
SLE	RARA	Max M	15	85	0
		Min M	5	-15	0
	FREQ	Max M	2	65	0
		Min M	1	-7	0
	Q. PERM.	Max M	0	55	0
		Min M	0	-6	0

Convenzioni $M > 0$ Faccia intradosso plinto tesa
 $N > 0$ Trazione

PLINTO - DIREZIONE LONGITUDINALE					
RIEPILOGO SOLLECITAZIONI			N	M	T
			kN/m	kNm/m	kN/m
SLU/SLV		Max M	60	365	380
		Min M	60	-195	380
SLE	RARA	Max M	14	185	0
		Min M	14	-10	0
	FREQ	Max M	3	100	0
		Min M	3	-5	0
	Q. PERM.	Max M	0	90	0
		Min M	0	-3	0

Convenzioni $M > 0$ Faccia intradosso plinto tesa
 $N > 0$ Trazione

13.2.1 Verifica in direzione trasversale



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef		2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$:		1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:		0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	50.0
2	50.0	50.0
3	50.0	-50.0
4	-50.0	-50.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.5	42.5	20
2	42.5	42.5	20
3	-42.5	-42.5	20
4	42.5	-42.5	20
5	-29.5	42.5	20
6	-29.5	-42.5	20
7	-14.5	42.5	20
8	-14.5	-42.5	20
9	29.5	42.5	20
10	29.5	-42.5	20
11	14.5	42.5	20
12	14.5	-42.5	20
13	0.0	42.5	20
14	0.0	-42.5	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-55.00	205.00	0.00	0.00	0.00
2	-70.00	-145.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-15.00	85.00	0.00
2	-5.00	-15.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-2.00	65.00 (485.02)	0.00 (0.00)
2	-1.00	-7.00 (-475.55)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	55.00 (487.69)	0.00 (0.00)
2	0.00	-6.00 (-487.69)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	11.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-55.00	205.00	0.00	-55.08	745.43	0.00	3.64	22.0(20.0)
2	S	-70.00	-145.00	0.00	-70.09	-738.98	0.00	5.10	22.0(20.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.079	-50.0	50.0	-0.00008	-42.5	42.5	-0.04066	-42.5	-42.5
2	0.00350	0.079	-50.0	-50.0	-0.00010	-42.5	-42.5	-0.04092	42.5	42.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000477372	-0.020368577	0.079	0.700
2	0.000000000	-0.000480233	-0.020511653	0.079	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.81	-50.0	50.0	-48.4	0.0	-42.5	1850	22.0
2	S	0.14	50.0	-50.0	-9.1	0.0	42.5	1850	22.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00027	0.00000	0.500	20.0	65	0.00015 (0.00015)	507	0.074 (990.00)	472.78	0.00
2	S	-0.00005	0.00000	0.500	20.0	65	0.00003 (0.00003)	507	0.014 (990.00)	-460.27	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.63	50.0	50.0	-34.9	0.0	-42.5	1850	22.0
2	S	0.07	50.0	-50.0	-3.9	0.0	42.5	1850	22.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00019	0.00000	0.500	20.0	65	0.00010 (0.00010)	507	0.053 (0.20)	485.02	0.00
2	S	-0.00002	0.00000	0.500	20.0	65	0.00001 (0.00001)	507	0.006 (0.20)	-475.55	0.00

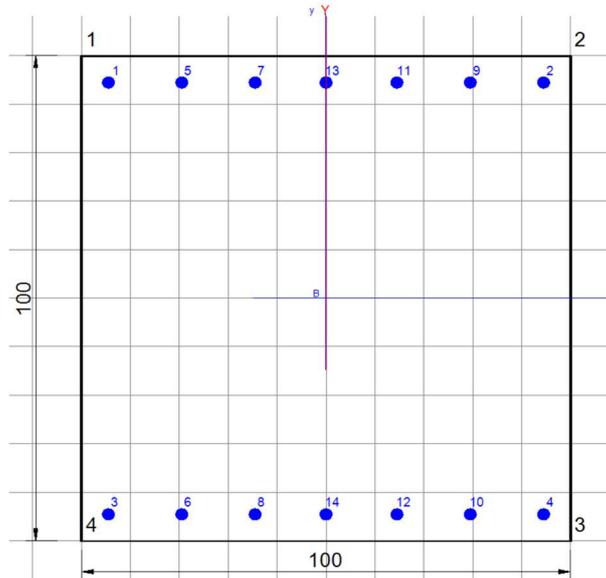
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.53	-50.0	50.0	-29.2	0.0	-42.5	1850	22.0
2	S	0.06	50.0	-50.0	-3.2	0.0	42.5	1850	22.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00016	0.00000	0.500	20.0	65	0.00009 (0.00009)	507	0.044 (0.20)	487.69	0.00
2	S	-0.00002	0.00000	0.500	20.0	65	0.00001 (0.00001)	507	0.005 (0.20)	-487.69	0.00

13.2.2 Verifica in direzione longitudinale



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	14.2 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.56 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. f_{yk} :		450.0 MPa
Resist. caratt. rottura f_{tk} :		450.0 MPa
Resist. snerv. di progetto f_{yd} :		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto f_{td} :		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto E_{pu} :		0.068
Modulo Elastico E_f :		2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:		0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	50.0
2	50.0	50.0
3	50.0	-50.0
4	-50.0	-50.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.5	44.5	20
2	44.5	44.5	20
3	-44.5	-44.5	20
4	44.5	-44.5	20
5	-29.5	44.5	20
6	-29.5	-44.5	20
7	-14.5	44.5	20
8	-14.5	-44.5	20
9	29.5	44.5	20
10	29.5	-44.5	20
11	14.5	44.5	20
12	14.5	-44.5	20
13	0.0	44.5	20
14	0.0	-44.5	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-60.00	365.00	0.00	0.00	0.00
2	-60.00	-195.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-14.00	185.00	0.00
2	-14.00	-10.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-3.00	100.00 (490.90)	0.00 (0.00)
2	-3.00	-5.00 (-445.25)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	90.00 (493.56)	0.00 (0.00)
2	0.00	-3.00 (-493.56)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	12.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-60.00	365.00	0.00	-60.26	759.68	0.00	2.08	22.0(20.0)
2	S	-60.00	-195.00	0.00	-60.26	-759.68	0.00	3.90	22.0(20.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.063	-50.0	50.0	0.00027	-44.5	44.5	-0.05208	-44.5	-44.5
2	0.00350	0.063	-50.0	-50.0	0.00027	-44.5	-44.5	-0.05208	44.5	44.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000588141	-0.025907045	0.063	0.700
2	0.000000000	-0.000588141	-0.025907045	0.063	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.69	-50.0	50.0	-98.5	0.0	-44.5	1350	22.0
2	S	0.06	50.0	-50.0	-8.3	0.0	44.5	1350	22.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00053	0.00000	0.500	20.0	45	0.00030 (0.00030)	362	0.107 (990.00)	486.90	0.00
2	S	-0.00004	0.00000	0.500	20.0	45	0.00002 (0.00002)	362	0.009 (990.00)	-393.84	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.92	-50.0	50.0	-52.3	0.0	-44.5	1350	22.0
2	S	0.04	50.0	-50.0	-3.2	0.0	44.5	1350	22.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00028	0.00000	0.500	20.0	45	0.00016 (0.00016)	362	0.057 (0.20)	490.90	0.00
2	S	-0.00002	0.00000	0.500	20.0	45	0.00001 (0.00001)	362	0.004 (0.20)	-445.25	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.83	50.0	50.0	-46.5	-44.5	-44.5	1350	22.0
2	S	0.03	50.0	-50.0	-1.5	0.0	44.5	1350	22.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00025	0.00000	0.500	20.0	45	0.00014 (0.00014)	362	0.050 (0.20)	493.56	0.00
2	S	-0.00001	0.00000	0.500	20.0	45	0.00000 (0.00000)	362	0.002 (0.20)	-493.56	0.00

13.2.3 Verifica a taglio

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO § 4.1.2.1.3.2

$$\begin{aligned}N_p &= 0 \text{ kN} && \text{(Compressione positiva)} \\R_{ck} &= 30.00 \text{ N/mm}^2 \\f_{ck} &= 24.90 \text{ N/mm}^2 \\f_{ctk} &= 1.79 \text{ N/mm}^2 \\ \alpha_{cc} &= 0.85 - \\ \gamma_c &= 1.50 - \\ f_{cd} &= 14.11 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctd} &= 1.19 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Staffe:

$$\begin{aligned}d_{sw} &= 16.00 \text{ mm} && \text{Staffe esterne} \\n_{sw} &= 2.22 - \\d_{sw} &= 0.00 \text{ mm} && \text{Staffe interne} \\n_{sw} &= 0.00 - \\A_{sw} &= 446.80 \text{ mm}^2 \\A_{sw, tot} &= 992.90 \text{ mm}^2/\text{m} \\s &= 450.00 \text{ mm} \\f_{yk} &= 450.00 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_s &= 1.15 - \\f_{yd} &= 391.30 \text{ N/mm}^2 \\d &= 720 \text{ mm} \\ \alpha &= 90.00^\circ && \text{Inclinazione armatura a taglio rispetto all'asse della trave} \\ctg\alpha &= 0.00 -\end{aligned}$$

Il valore di θ che uguaglia i contributi di resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e taglio compressione V_{Rcd} è :

$$\begin{aligned}\theta &= 13.57^\circ && \text{Inclinazione puntoni di CLS rispetto all'asse della trave} \\V_{Rsd} &= 1043 \text{ kN} && \text{Taglio trazione} \\V_{Rcd} &= 1043 \text{ kN} && \text{Taglio compressione} \\ \theta_{lim, inf} &= 21.80^\circ && \text{Limite inferiore inclinazione dei puntoni} \\ \theta_{lim, sup} &= 45.00^\circ && \text{Limite superiore inclinazione dei puntoni}\end{aligned}$$

Si assume θ pari a:

$$\begin{aligned}\theta &= 21.80^\circ \\ctg\theta &= 2.50 - \\V_{Rsd} &= 629 \text{ kN} && \text{Resistenza a taglio dell'armatura} \\b_w &= 1000 \text{ mm} \\A_c &= 720000 \text{ mm}^2 \\ \sigma_{cp} &= 0.00 \text{ N/mm}^2 \\ \alpha_c &= 1.00 - \\f'_{cd} &= 7.06 \text{ N/mm}^2 \\V_{Rcd} &= 1576 \text{ kN} && \text{Resistenza a taglio del calcestruzzo d'anima} \\V_{Rd} &= 629 \text{ kN} && \text{Resistenza a taglio della sezione} \\V_{Ed} &= 450 \text{ kN} && \text{Taglio sollecitante} \\V_{Ed}/V_{Rd} &= 0.71 - && \text{VERIFICATO}\end{aligned}$$

13.2.4 Verifica a punzonamento del plinto – palo

DATI PALO

Diametro del palo	D	300	mm
Altezza piastra	H _p	1000	mm
Copriferro armatura dir. X (Asse barra)	C _x	55	mm
Copriferro armatura dir. Y (Asse barra)	C _x	75	mm
Altezza utile dir. X	d _x	945	mm
Altezza utile dir. Y	d _x	925	mm
Altezza utile media	d _{eff}	935	mm
Ubicazione del palo	Pos	C	-
Distanza Asse asse palo bordo - dir. X	d _{1x}	300	mm
Distanza Asse asse palo bordo - dir. Y	d _{1y}	300	mm
Interasse dei pali - dir. X	i _x	1200	mm
Interasse dei pali - dir. Y	i _y	900	mm
Perimetro di verifica	u ₁	1650	mm
Coefficiente β	β	1.5	-

MATERIALI

Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}	450	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ	1.15	-
Tensione resistente	f _{yd}	391	N/mm ²
Resistenza cubica calcestruzzo	R _{ck}	30	N/mm ²
Resistenza cilindrica calcestruzzo	f _{ck}	24.90	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza cls	γ _c	1.5	-
Resistenza a compressione	f _{cd}	13.78	N/mm ²

ARMATURE PER FLESSIONE PRESENTI NELLA PIASTRA

Diametro barre dir. X	Φ _x	20	mm
Numero barre a metro lineare dir. X	n _x	6	mm
Area barre a metro lineare dir. X	A _x	1885	mm ² /m
Larghezza efficace dir. Y	L _{eff,y}	5.91	m
Area acciaio nella larghezza efficace	A _{s1,x}	11140	mm ²
Diametro barre dir. Y	Φ _y	20	mm
Numero barre a metro lineare dir. Y	n _y	6	mm
Area barre a metro lineare dir. Y	A _y	1885	mm ² /m
Larghezza efficace dir. X	L _{eff,x}	5.91	m
Area acciaio nella larghezza efficace	A _{s1,y}	11140	mm ²

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Sforzo normale nel palo	V _{Ed}	500	kN
Momento flettente risultante	M _{yEd}		kNm
Sforzo normale piastra	N _{Ed}		kN

TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO

Tensione tangenziale agente	V_{Ed}	0.49	N/mm^2
-----------------------------	----------	------	----------

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$	$C_{Rd,c}$	0.12	-
Coefficiente k	k	1.46	-
Tensione tangenziale resistente minima	V_{min}	0.31	N/mm^2
Percentuale di armatura tesa dir. X	ρ_{lx}	0.002	-
Percentuale di armatura tesa dir. Y	ρ_{ly}	0.002	-
Rapporto geometrico armatura tesa	ρ_l	0.002	-
Tensione di compressione nel cls	σ_{cp}	0	N/mm^2

TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA

Resistenza a taglio-puzonamento	$V_{Rd,c}$	0.31	N/mm^2
Tensione tangenziale agente	V_{Ed}	0.49	N/mm^2
Esito verifica	NON VERIFICATO		

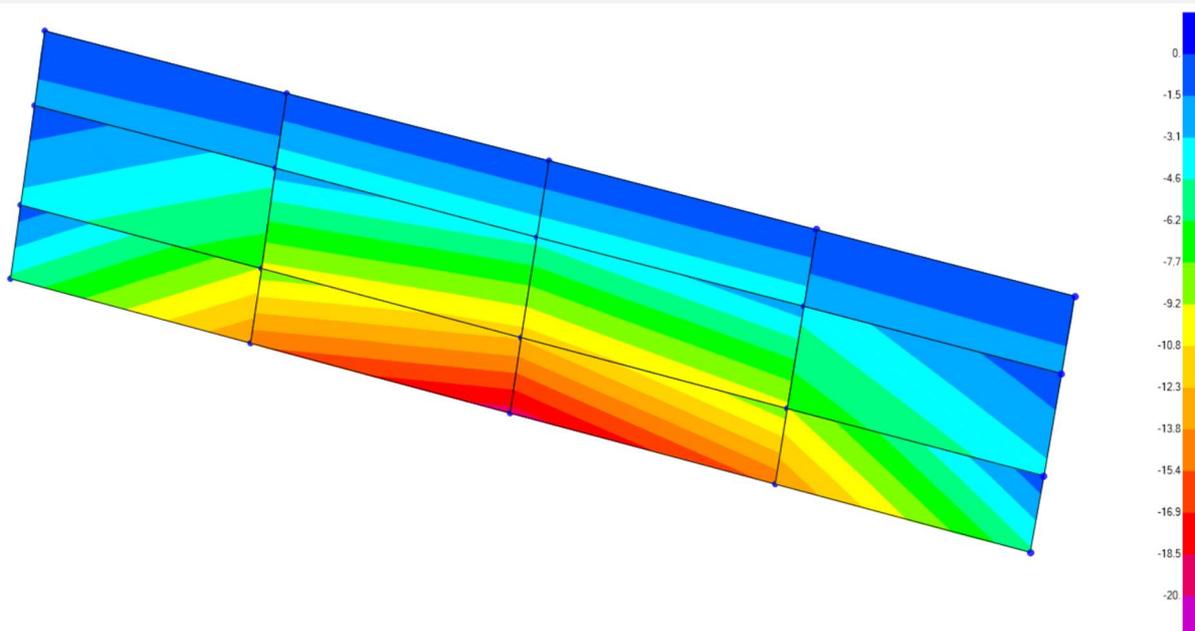
ELEMENTI CON ARMATURA

Resistenza di progetto efficace	$f_{ywd,ef}$	391.3	N/mm^2
Altezza utile media	d_{eff}	935	mm
Passo radiale spille	s_r	450	mm
Diametro spille	Φ	16	mm
Numero spille	n	4	mm
Area di acciaio sul perimetro	A_{sw}	804	mm^2
Inclinazione spille	α	90	°
Resistenza con armatura a taglio	$V_{Rd,cs}$	0.87	N/mm^2
Tensione tangenziale agente	V_{Ed}	0.49	N/mm^2
Esito verifica	VERIFICATO		

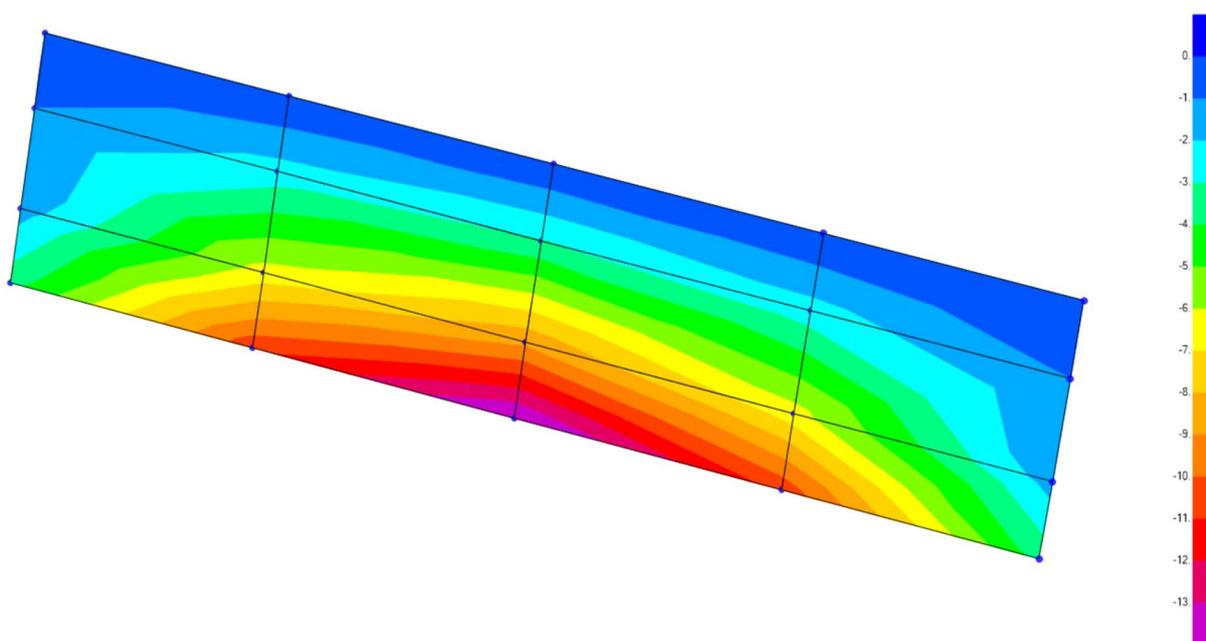
14 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI DELLA SPALLA

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello implementato, con le indicazioni dei valori massimi delle sollecitazioni flettenti e taglienti. I valori riportati sono relativi all'analisi al metro lineare.

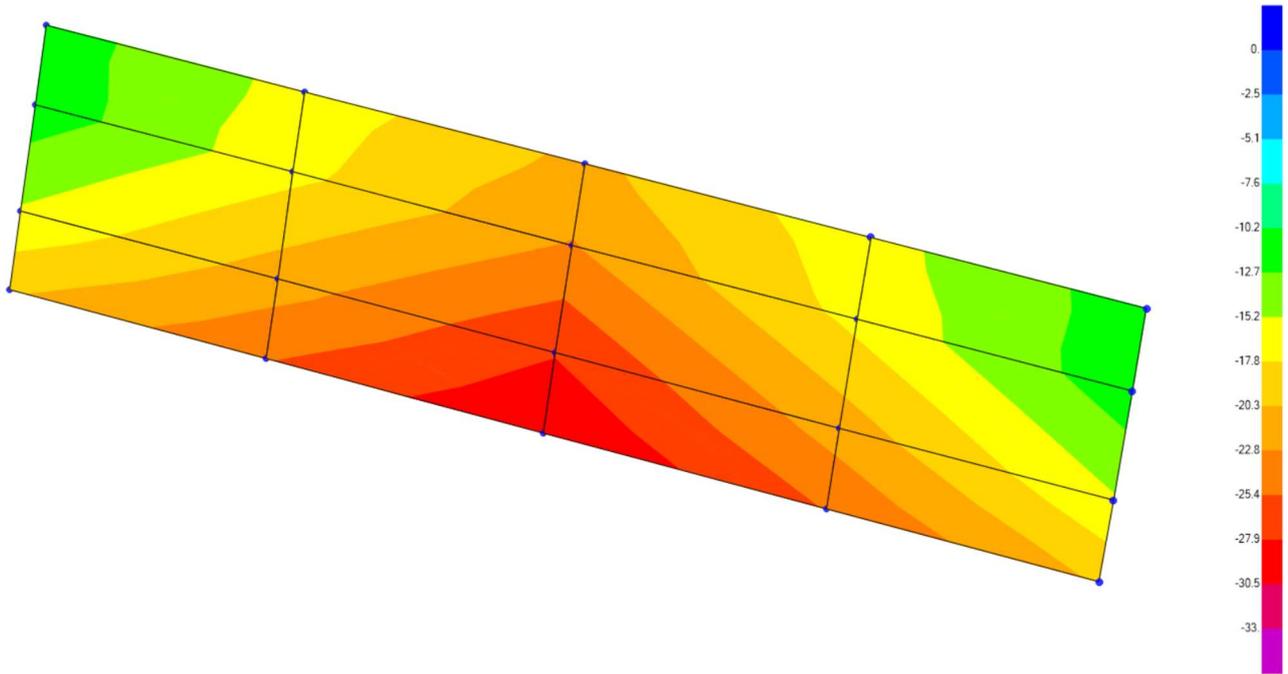
14.1 Muro frontale



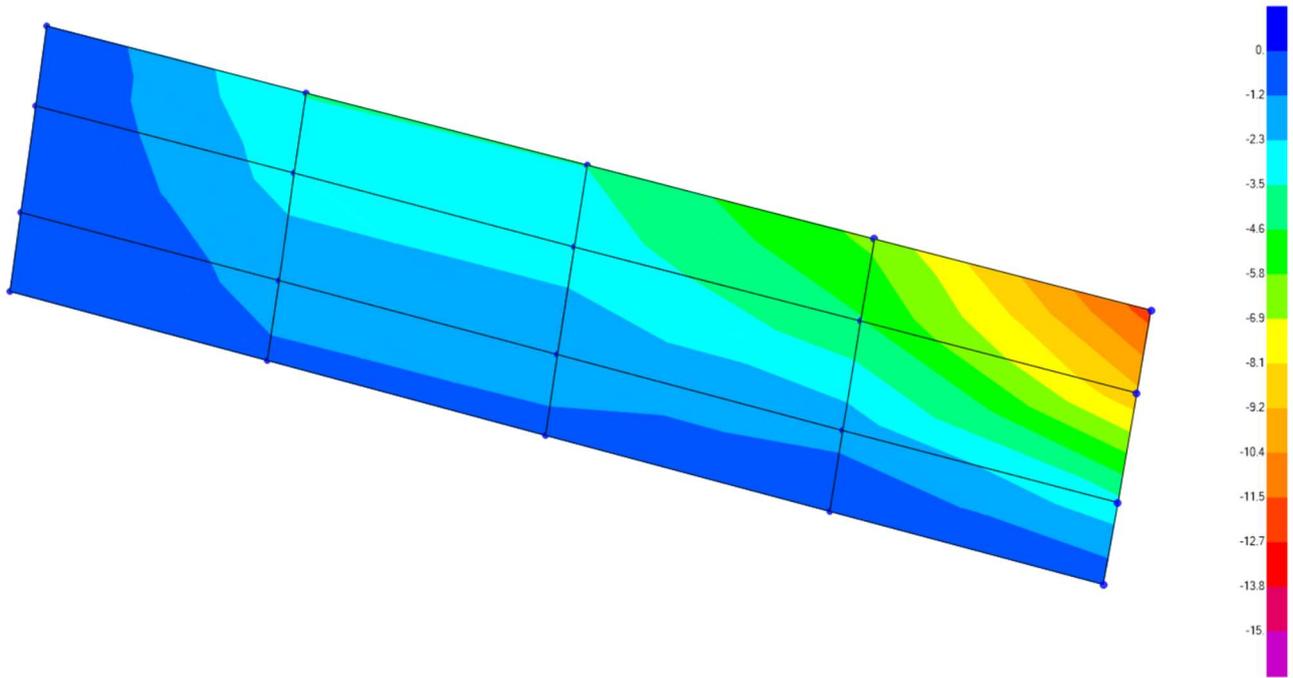
Momento flettente verticale – Attacco plinto – Involuppo SLU/SLV [kNm/m]



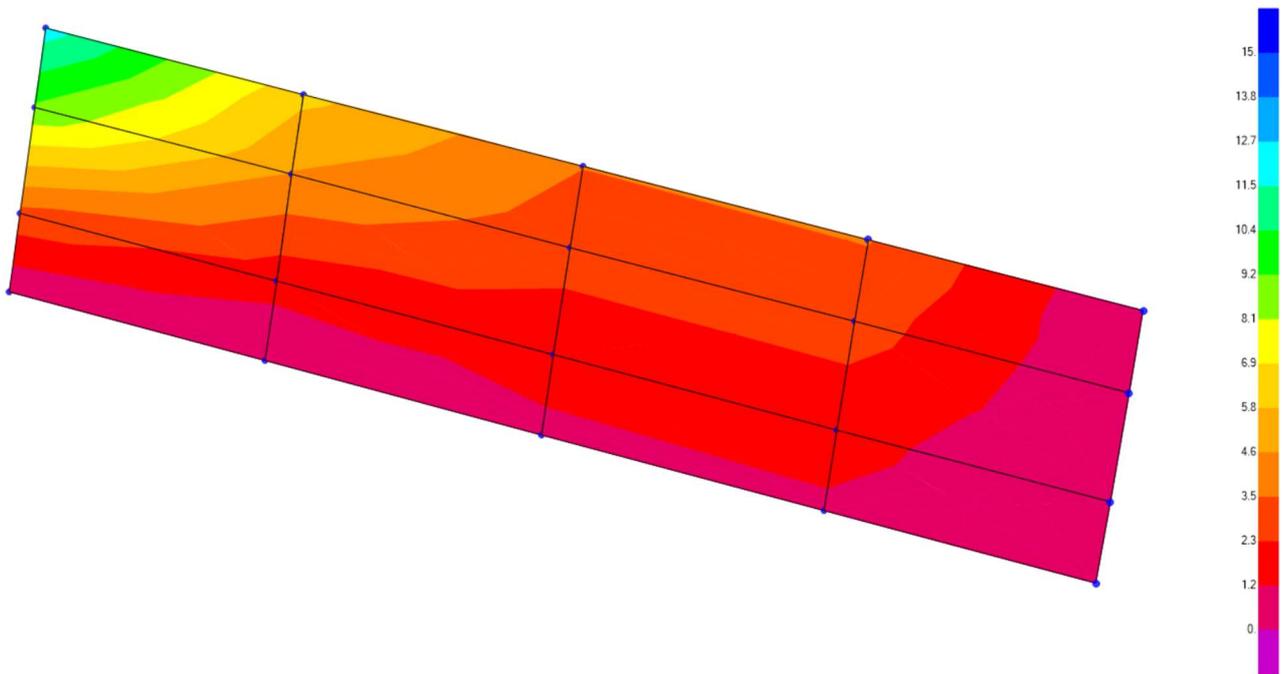
Momento flettente verticale – Attacco plinto – Involuppo SLE [kNm/m]



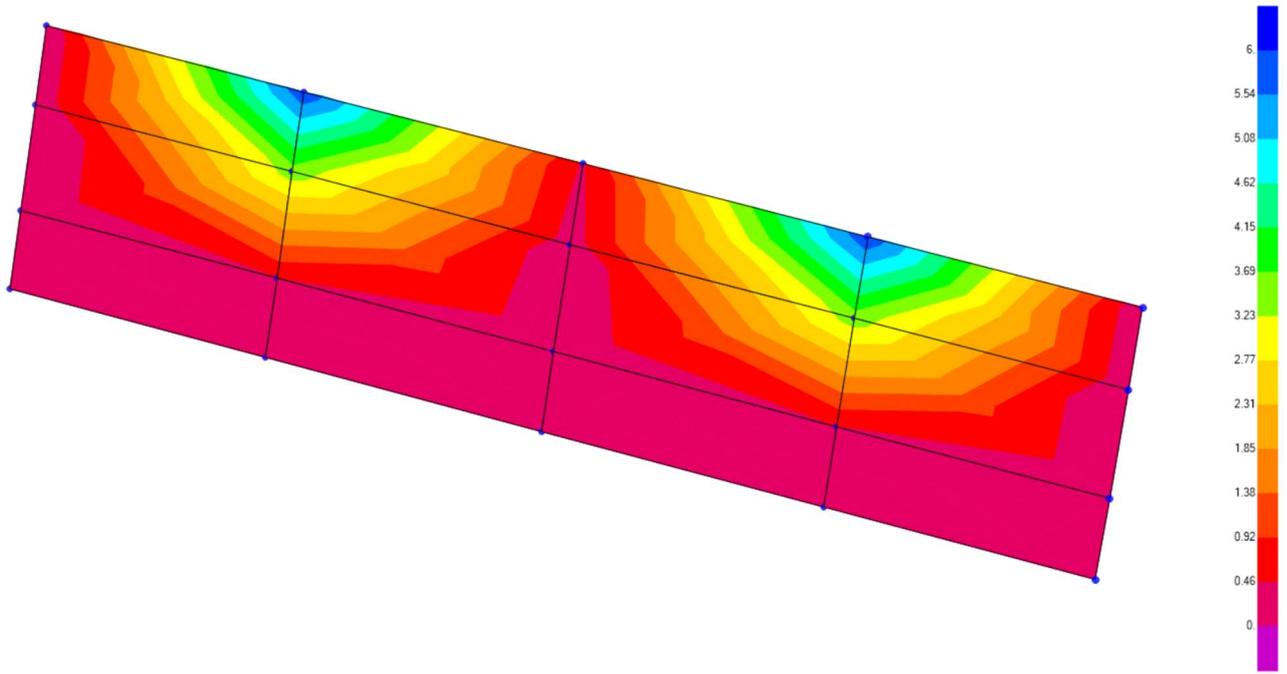
Sollecitazioni taglianti V_{xz} – Attacco plinto – Inviluppo SLU/SLV [kN/m]



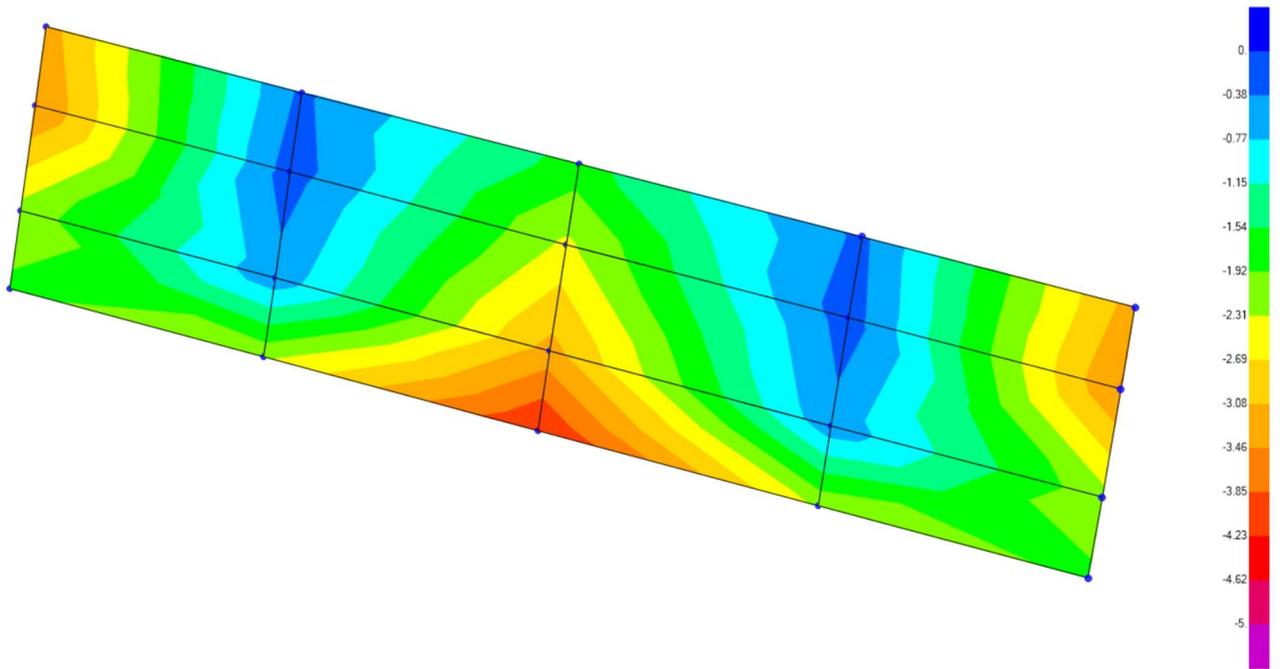
Sollecitazioni taglienti Vxz - attacco muro andatore – Involuppo SLU/SLV massimi [kN/m]



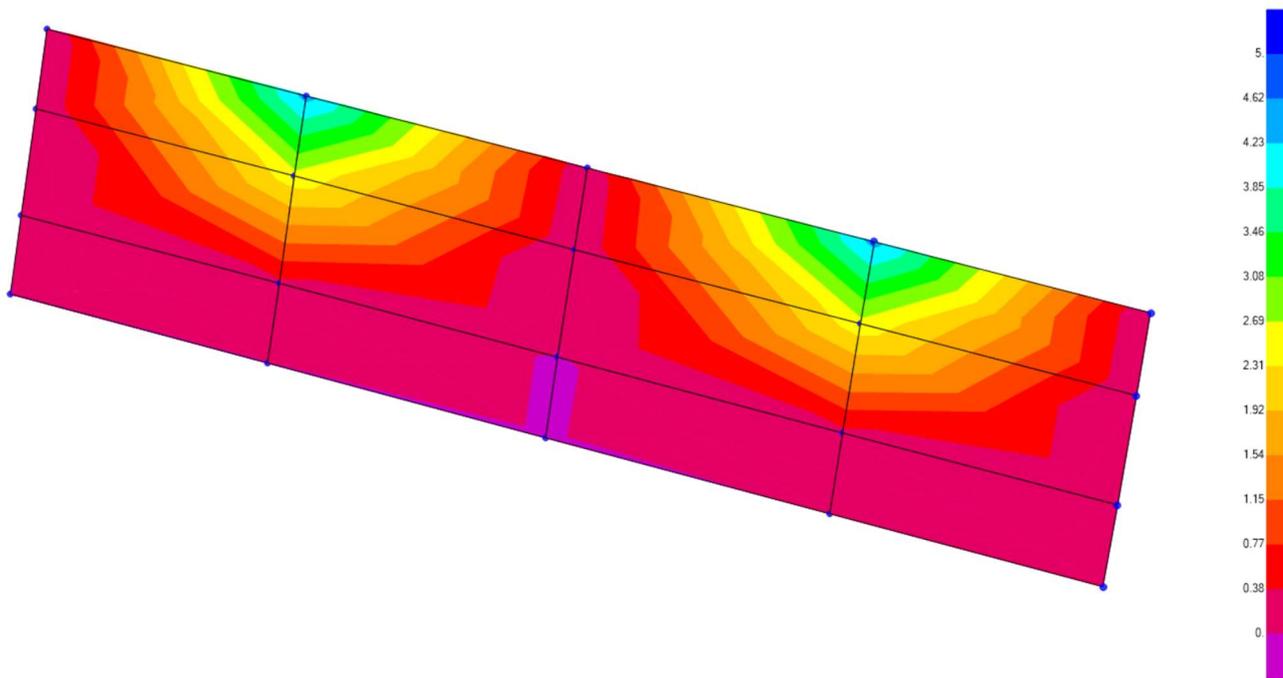
Sollecitazioni taglienti Vxz - attacco muro andatore – Involuppo SLU/SLV minimi [kN/m]



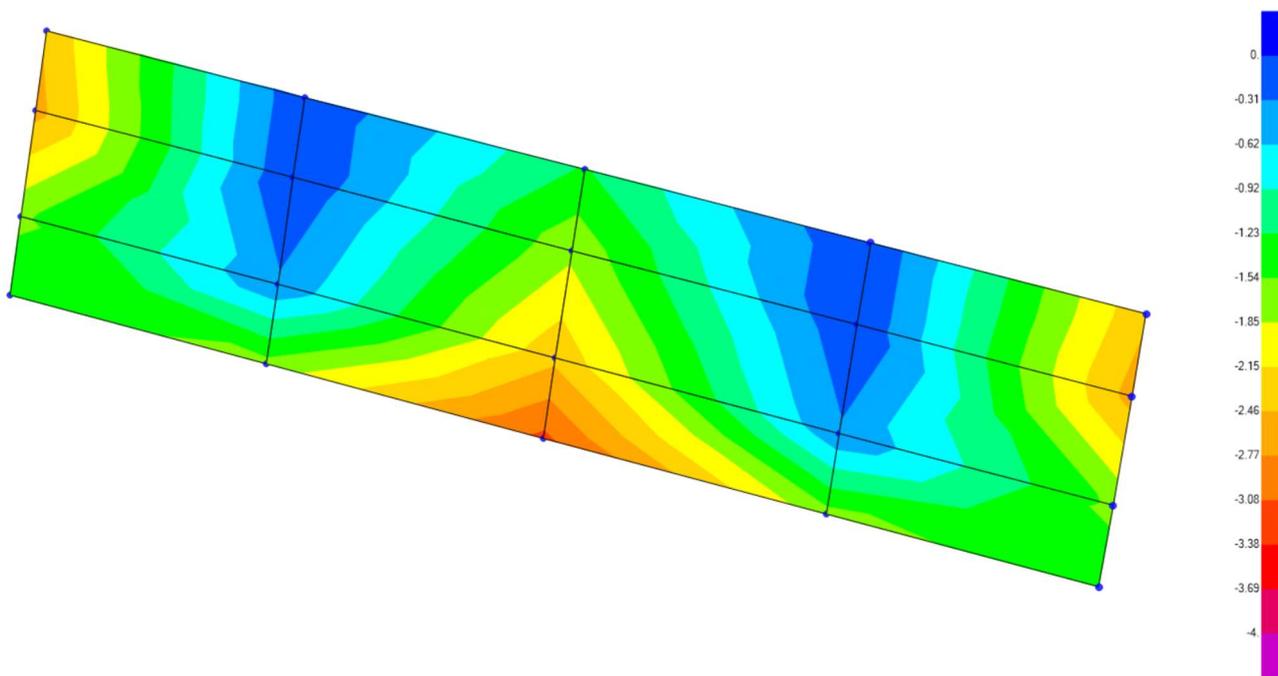
Momento flettente orizzontale – Inviluppo SLU/SLV massimi [kNm/m]



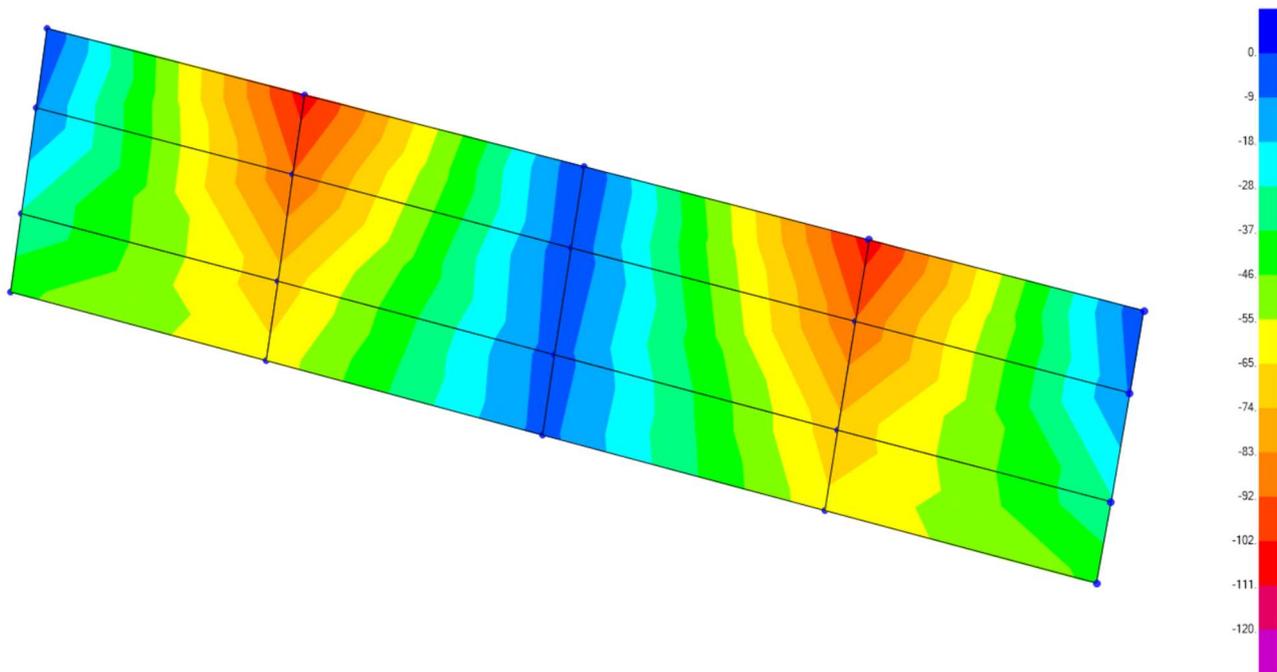
Momento flettente orizzontale – Inviluppo SLU/SLV minimi [kNm/m]



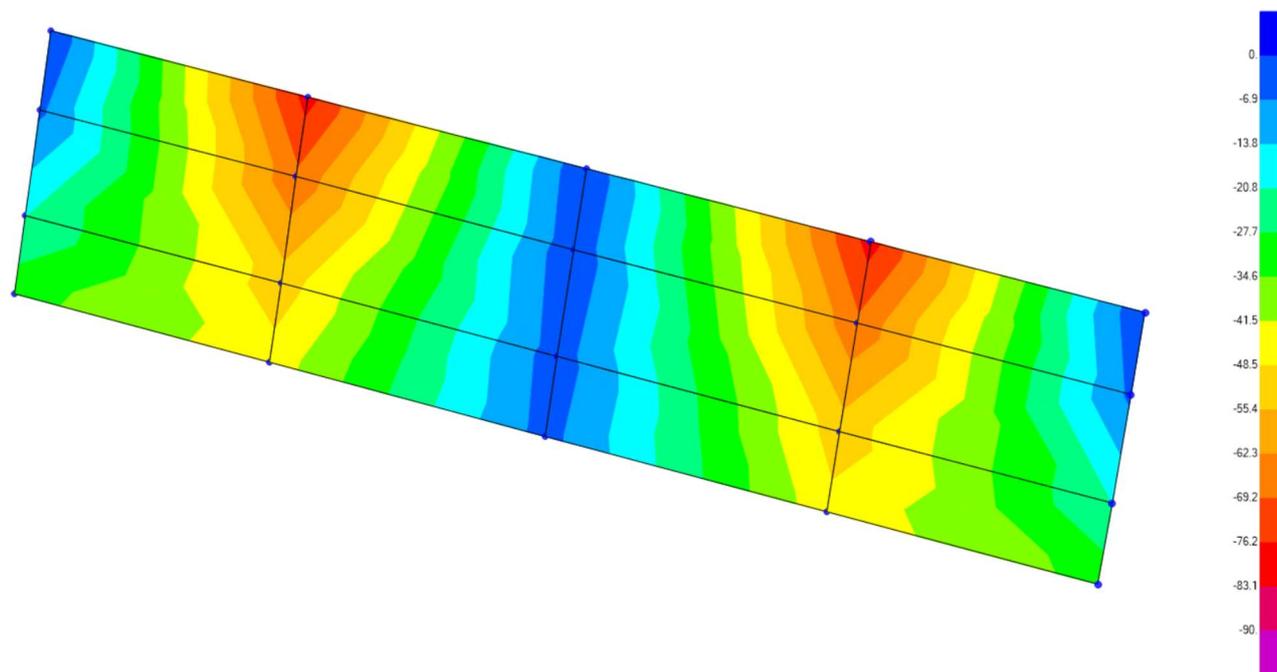
Momento flettente orizzontale – Involuppo SLE massimi [kNm/m]



Momento flettente orizzontale – Involuppo SLE minimi [kNm/m]

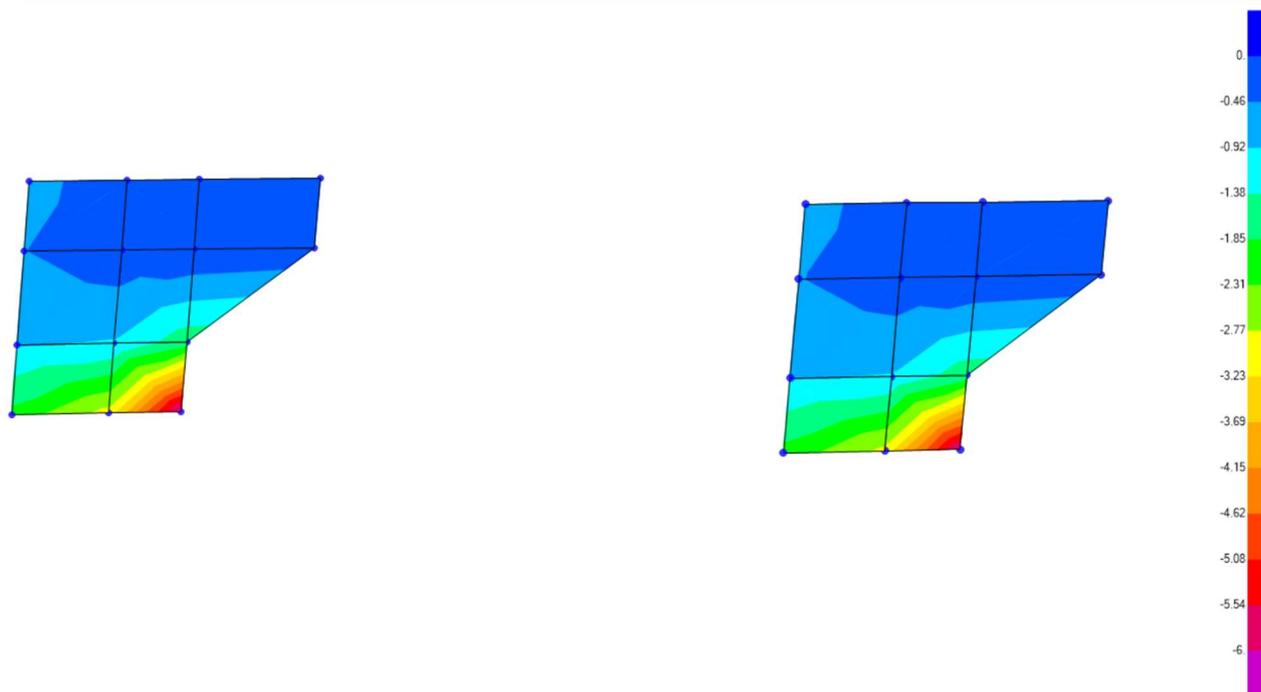


Azione assiale – Involuppo SLU/SLV [kN/m]

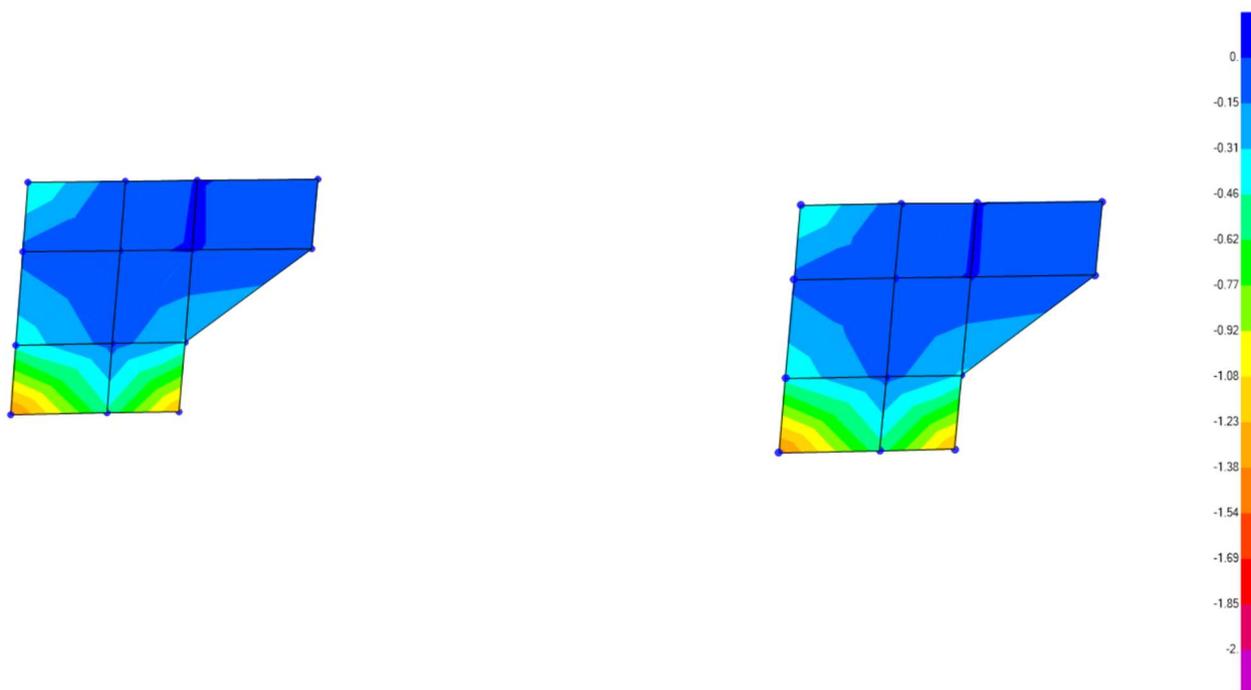


Azione assiale – Involuppo SLE [kN/m]

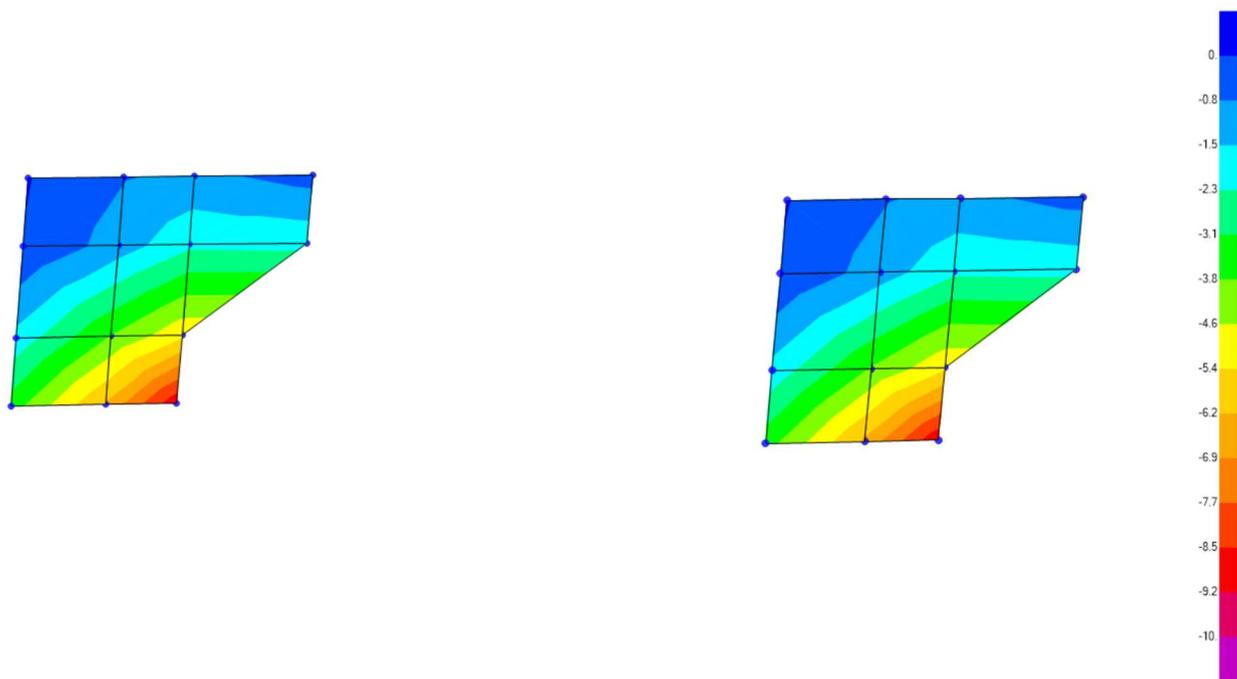
14.2 Muri andatori



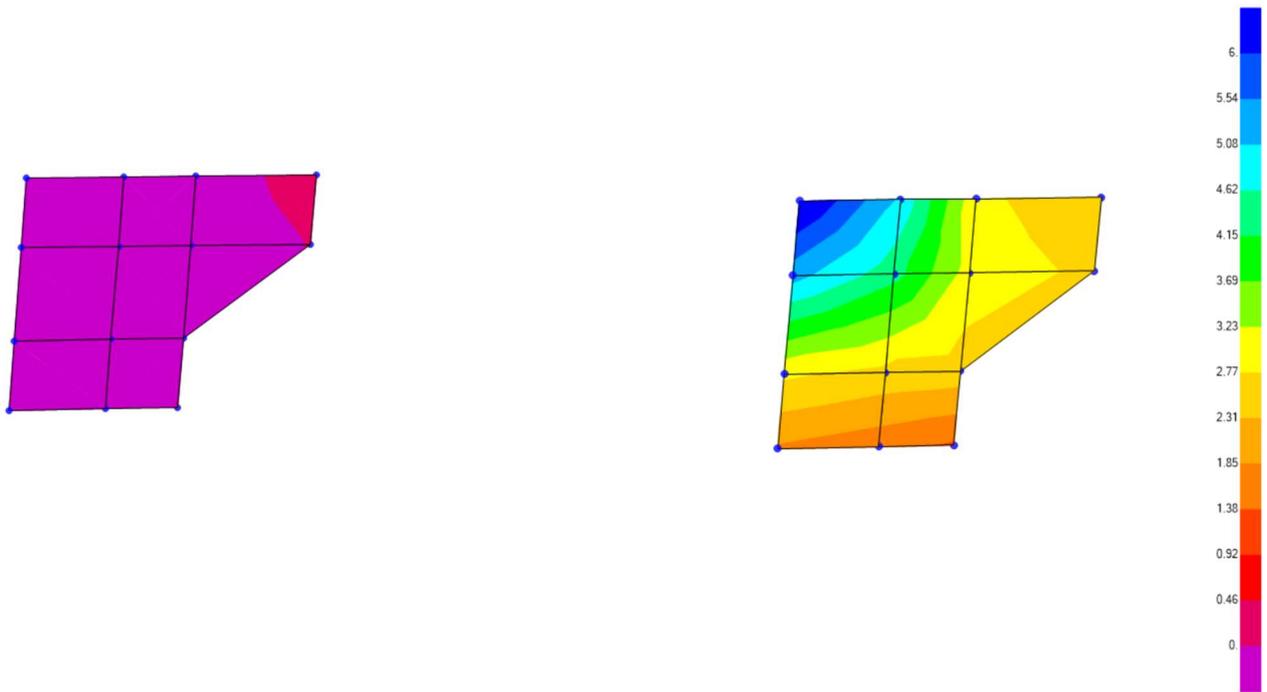
Momento flettente verticale – Involuppo SLU/SLV [kNm/m]



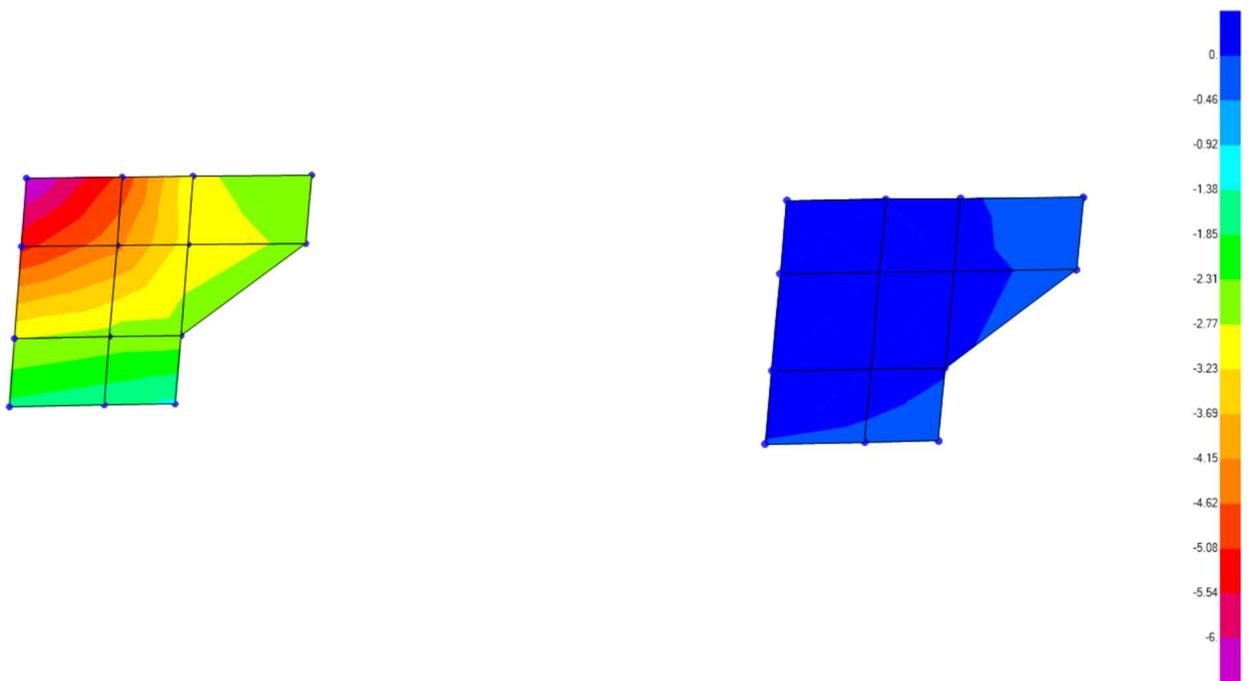
Momento flettente verticale – Involuppo SLE [kNm/m]



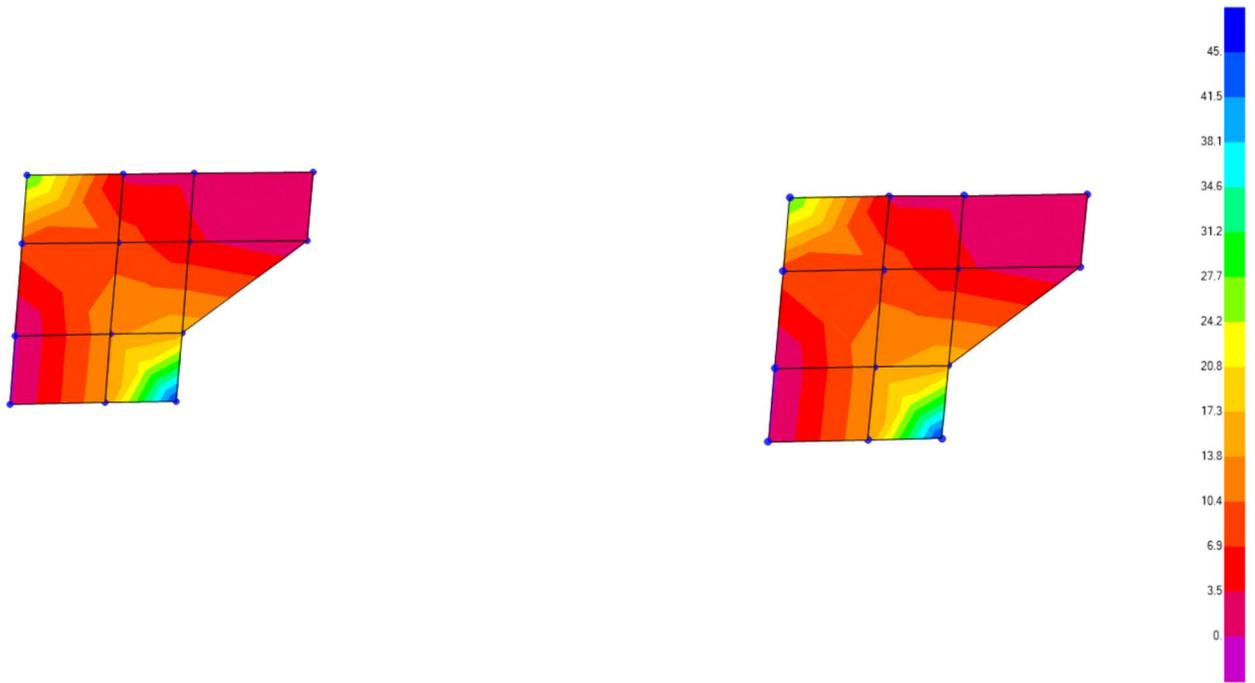
Sollecitazioni taglianti V_{yz} – Involuppo SLU/SLV [kN/m]



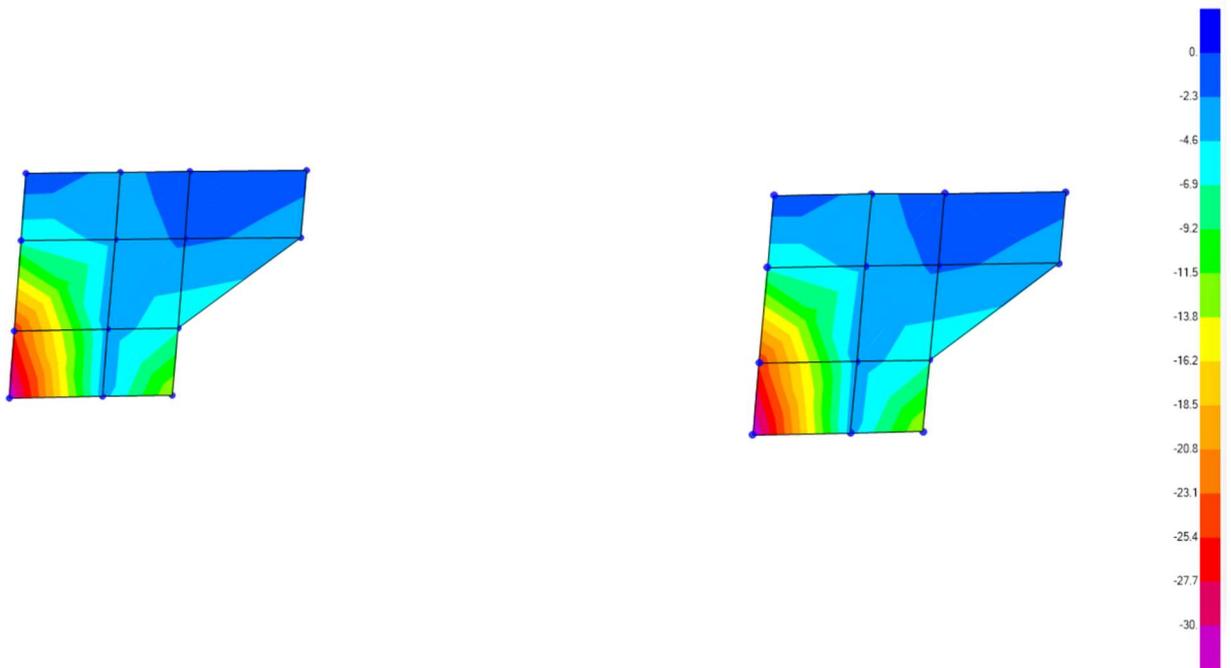
Sollecitazioni taglienti V_{yz} – Involuppo SLU/SLV massimi [kN/m]



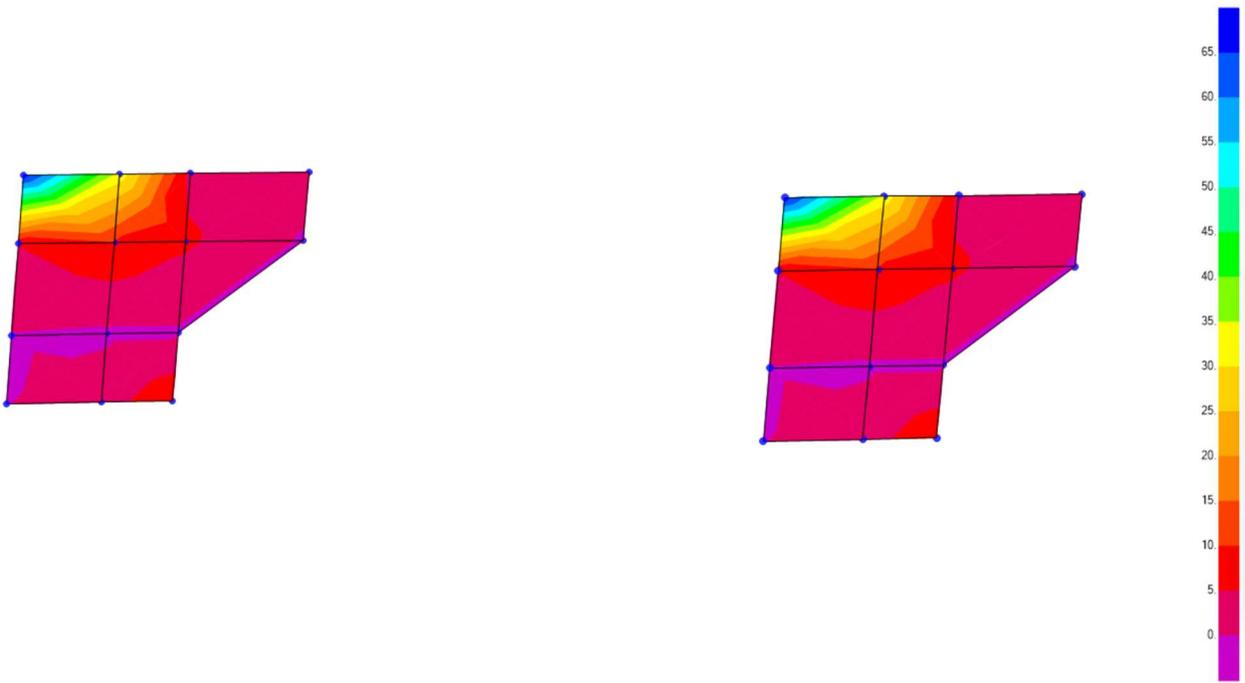
Sollecitazioni taglienti V_{yz} – Involuppo SLU/SLV minimi [kN/m]



Azione assiale Nz – Involuppo SLU/SLV Massimi [kN/m]

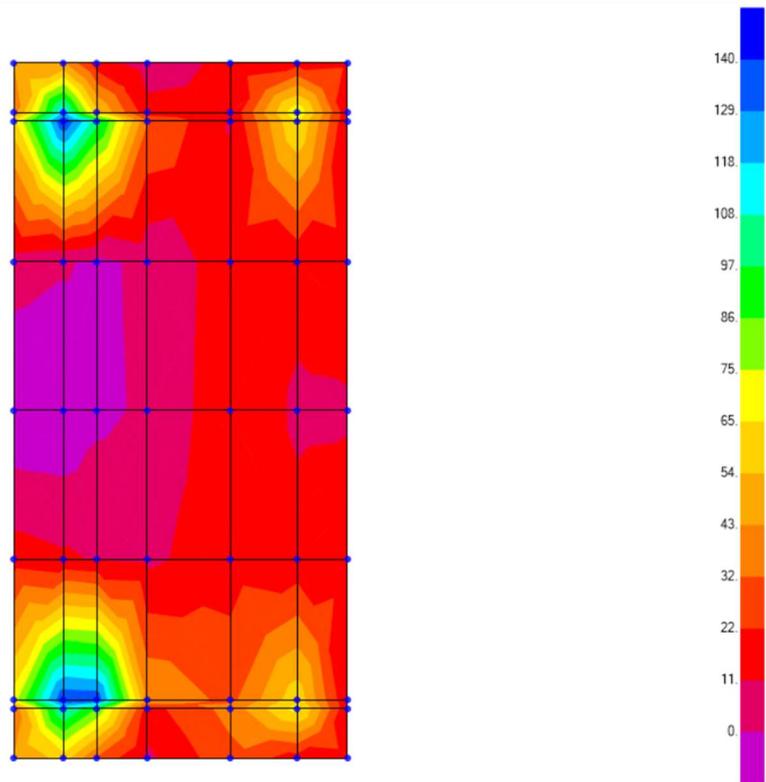


Azione assiale Nz – Involuppo SLU/SLV Minimi [kN/m]

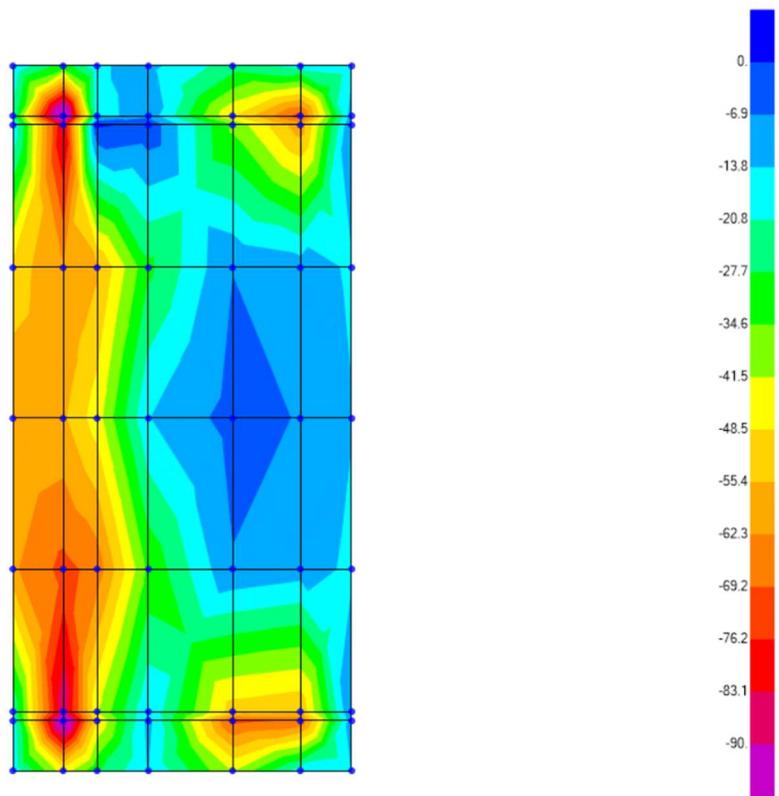


Azione assiale N_x – Involuppo SLU/SLV Massimi [kN/m]

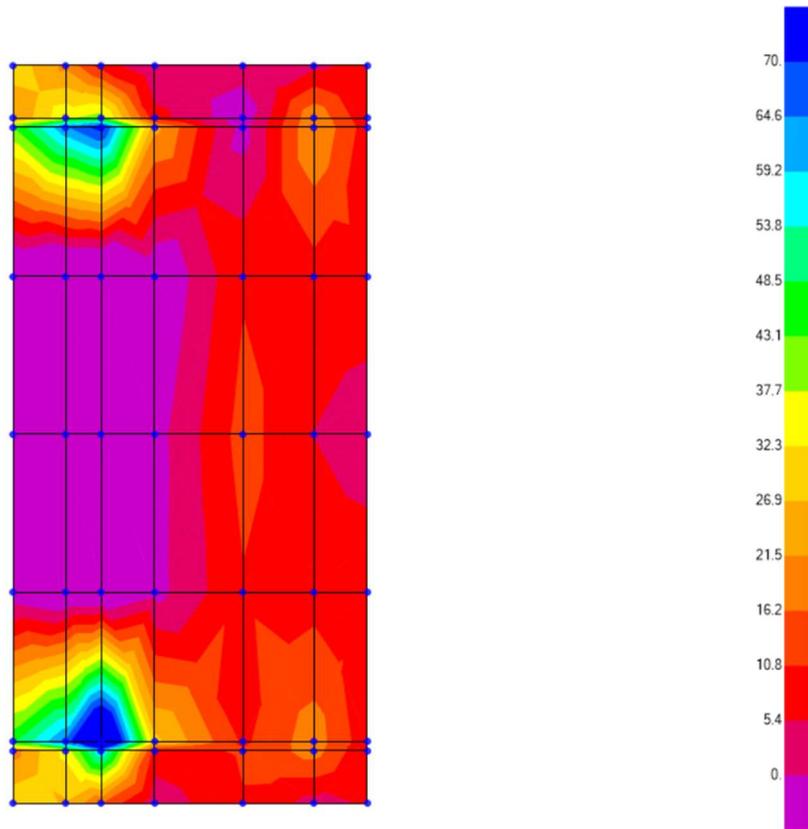
14.3 Plinto di fondazione



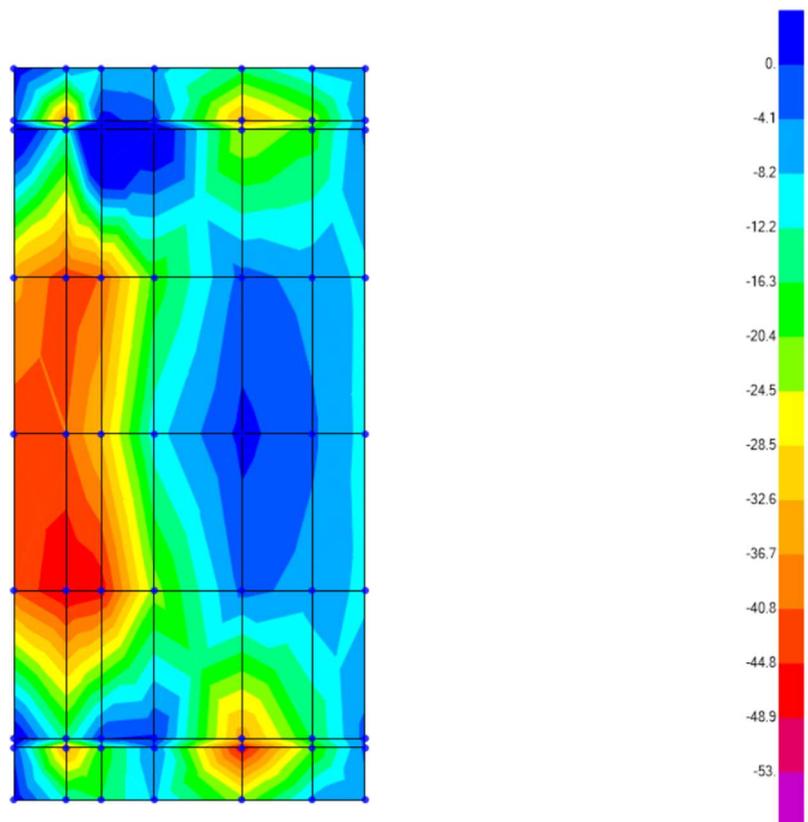
Momento flettente trasversale – Involuppo SLU/SLV massimi [kNm/m]



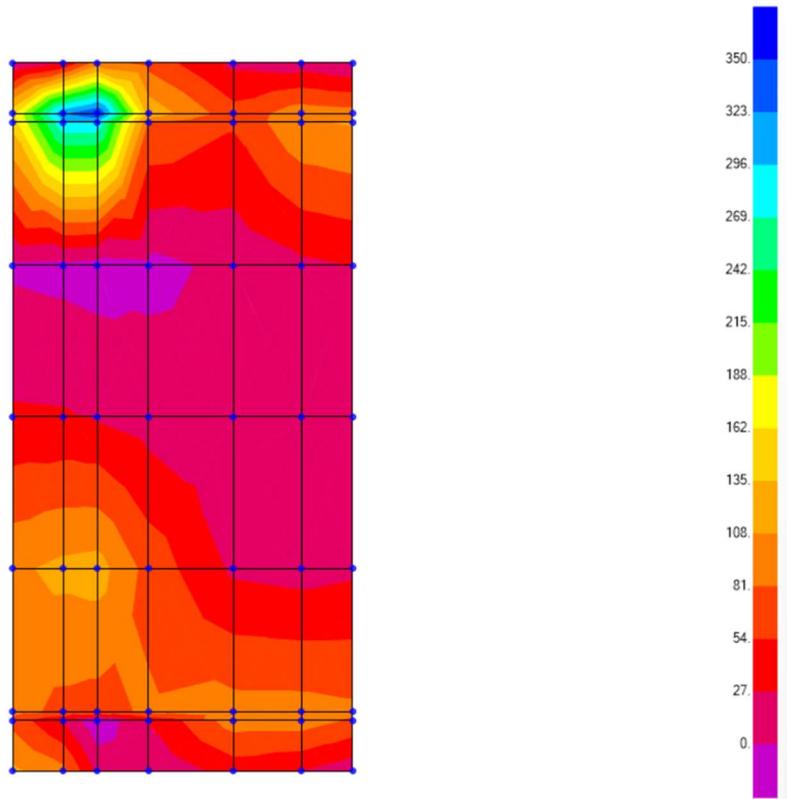
Momento flettente trasversale – Involuppo SLU/SLV minimi [kNm/m]



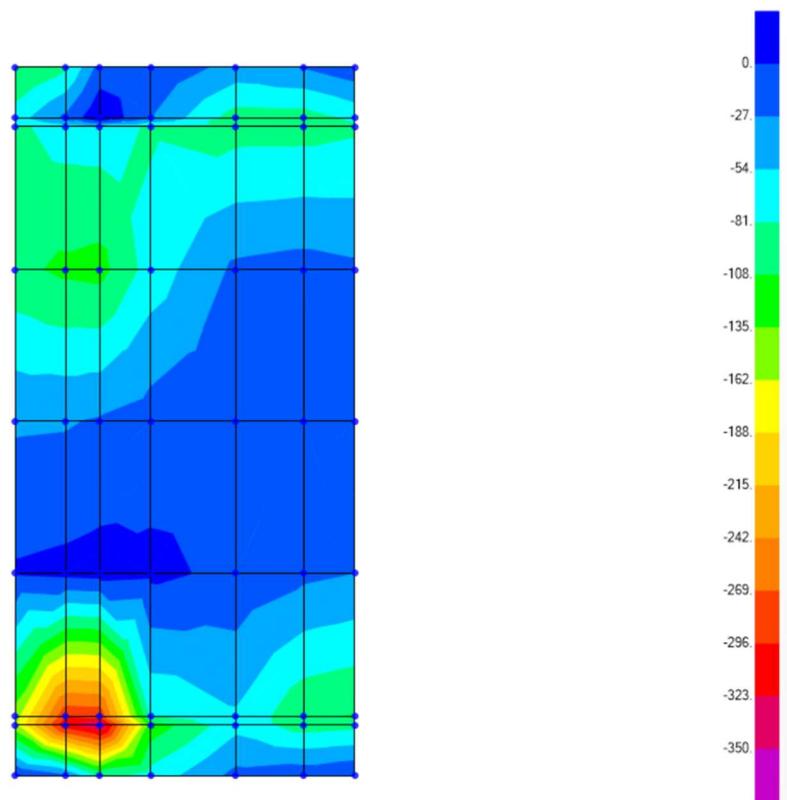
Momento flettente trasversale – Involuppo SLE massimi [kNm/m]



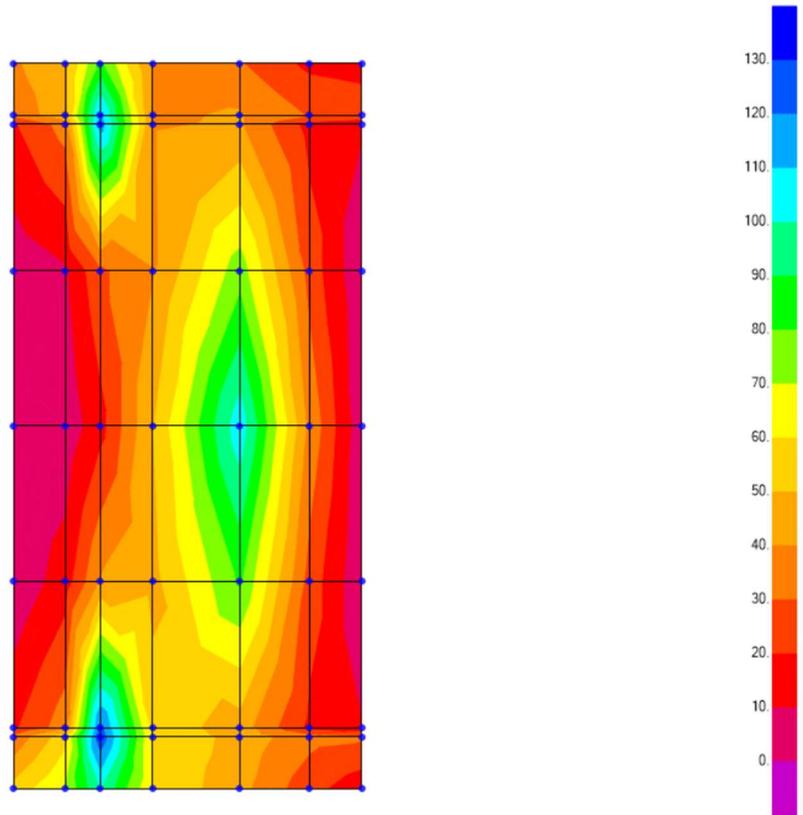
Momento flettente trasversale – Involuppo SLE minimi [kNm/m]



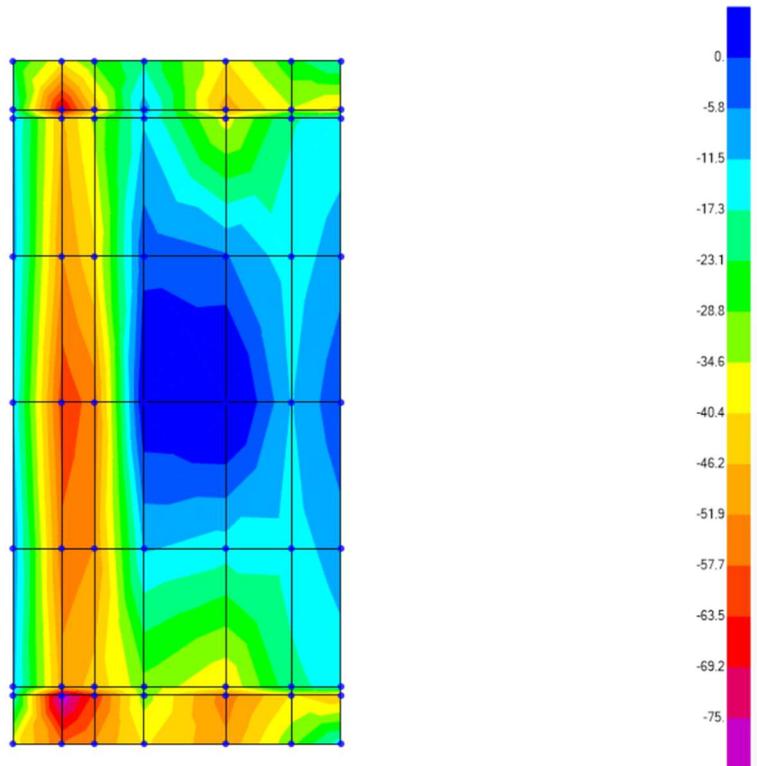
Taglio Vyz – Involuppo SLU/SLV massimi [kN/m]



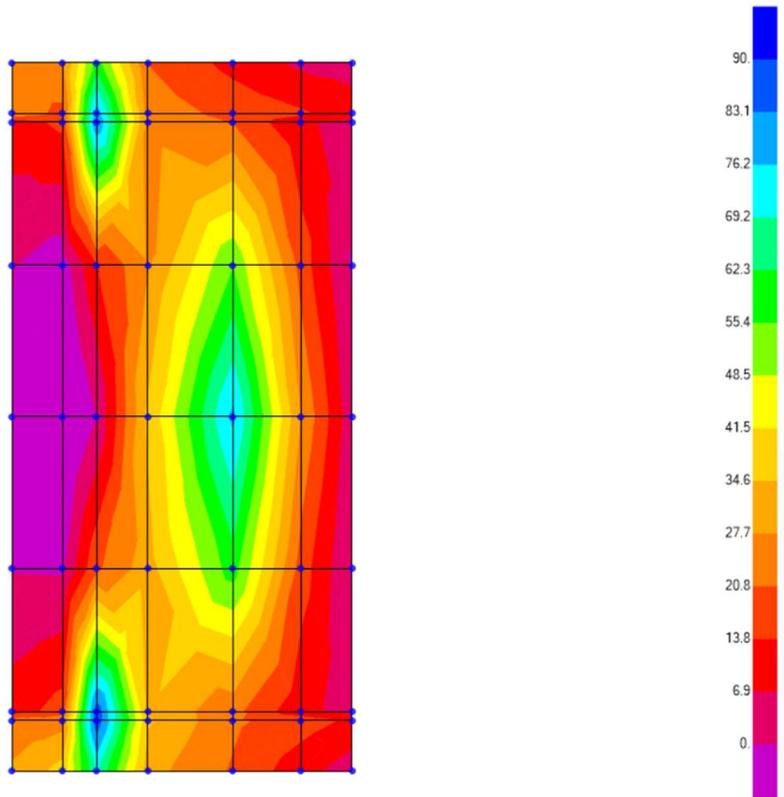
Taglio Vyz – Involuppo SLU/SLV minimi [kN/m]



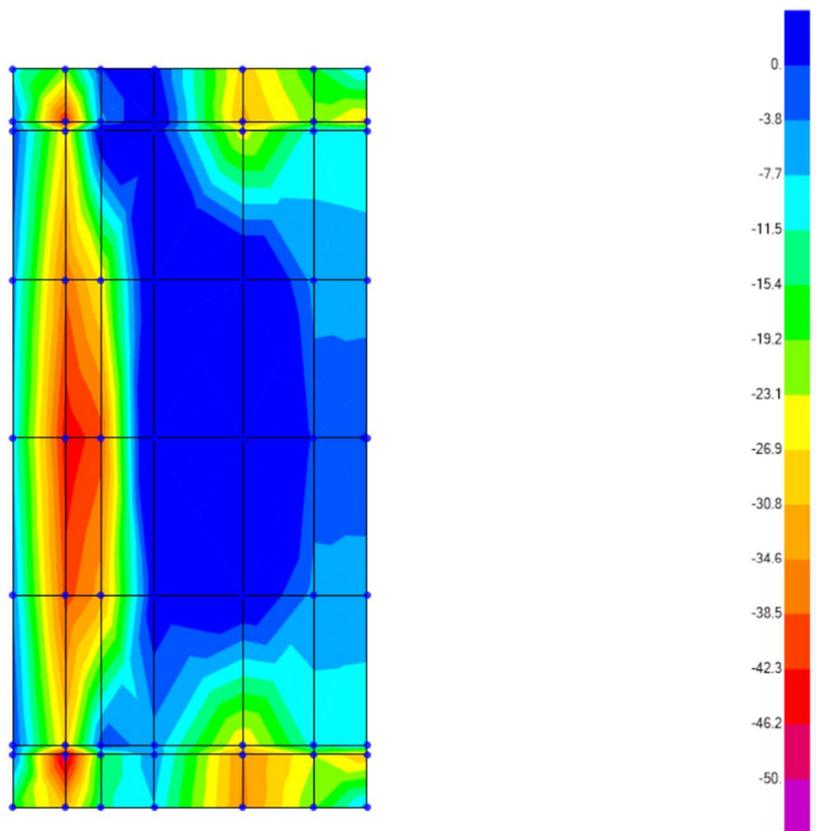
Momento flettente longitudinale – Involuppo SLU/SLV massimi [kNm/m]



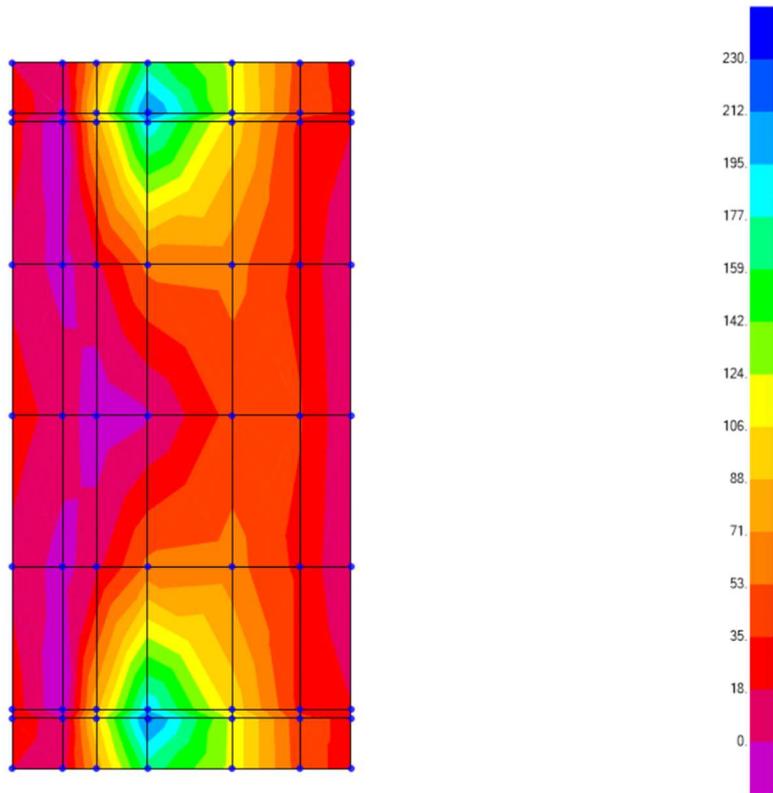
Momento flettente longitudinale – Involuppo SLU/SLV minimi [kNm/m]



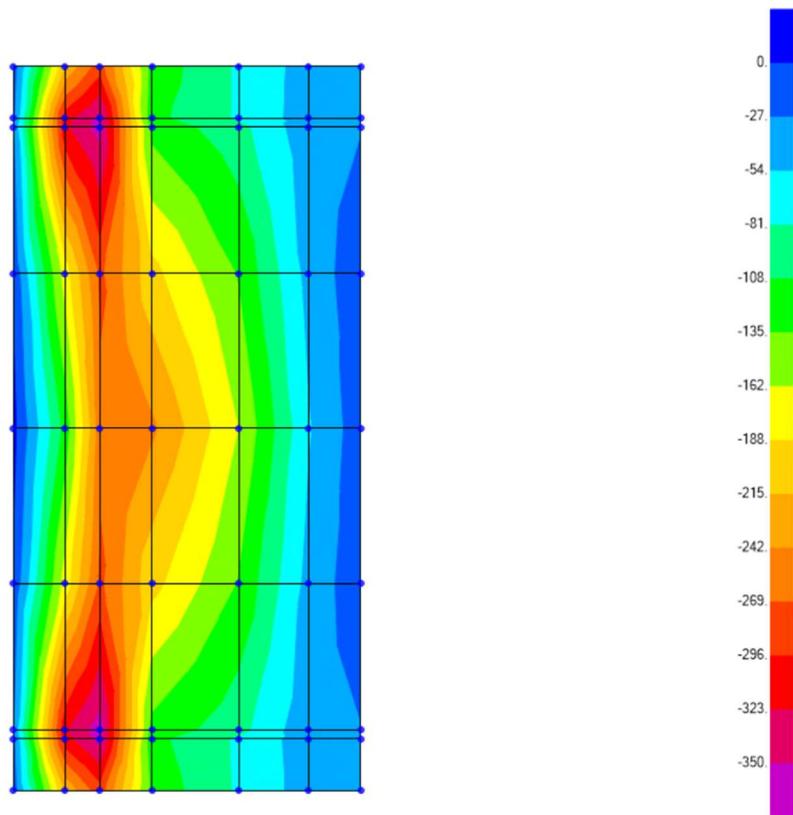
Momento flettente longitudinale – Involuppo SLE massimi [kNm/m]



Momento flettente longitudinale – Involuppo SLE minimi [kNm/m]



Taglio Vxz – Involuppo SLU/SLV massimi [kN/m]



Taglio Vxz – Involuppo SLU/SLV minimi [kN/m]

15 VERIFICHE DELLA SPALLA

Le verifiche strutturali allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono state svolte, seguendo i criteri esposti in precedenza, con il codice di calcolo RC-SEC, per le condizioni di carico più gravose.

Una sintesi delle caratteristiche dell'armatura longitudinale e a taglio (staffe) previste e esibita nei prospetti di seguito. Il valore del copriferro c che figura è valutato in asse barra.

Nelle verifiche riportate di seguito sono stati rispettati i minimi di armatura previsti dalle NTC08 e quelli del MdP RFI laddove risultino maggiormente restrittivi.

15.1 Muro paraghiaia – Muri andatori

Si riassumono nel seguito l'armatura adottata e le sollecitazioni di verifica. Le verifiche sono valide sia per il muro paraghiaia che per i muri andatori, armati in maniera identica e dimensionati con le azioni più gravose.

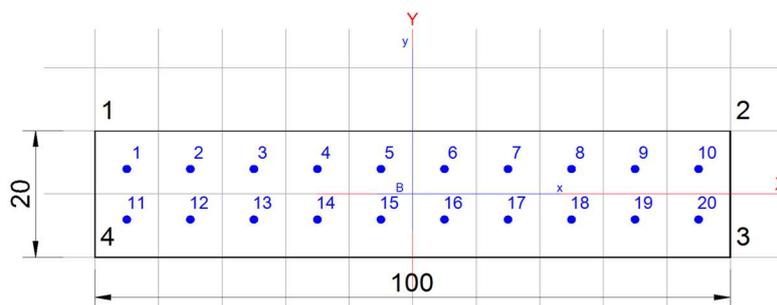
MURO PARAGHIAIA - MURI ANDATORI			
Tipo	Armatura verticale	Armatura orizzontale	Armatura a taglio
Arm. Tesa	1Φ8/10	1Φ6/10	Φ6/20 x 40
Arm. Compresa	1Φ8/10	1Φ6/10	

MURO PARAGHIAIA / MURI ANDATORI - ARMATURA VERTICALE ALLA BASE					
RIEPILOGO SOLLECITAZIONI		N	M	T	
		kN/m	kNm/m	kN/m	
SLU/SLV		Max M	-34	17	33
		Min M	-3	-1	-1
SLE	RARA	Max M	-25	13	0
		Min M	0	0	0
	FREQ	Max M	-19	10	0
		Min M	0	0	0
	Q. PERM.	Max M	-4	1	0
		Min M	0	0	0

MURO PARAGHIAIA - ARMATURA ORIZZONTALE ZONA CENTRALE					
RIEPILOGO SOLLECITAZIONI		N	M	T	
		kN/m	kNm/m	kN/m	
SLU/SLV		Max M	38	7	15
SLE	RARA	Max M	17	5	0
	FREQ	Max M	13	3	0
	Q. PERM.	Max M	3	1	0

MURO PARAGHIAIA / MURI ANDATORI - ARMATURA ORIZZONTALE ALL'INCASTRO					
RIEPILOGO SOLLECITAZIONI		N	M	T	
		kN/m	kNm/m	kN/m	
SLU/SLV		Min M - Max N	48	-9	26
SLE	RARA	Min M - Max N	35	-7	0
	FREQ	Min M - Max N	27	-5	0
	Q. PERM.	Min M - Max N	3	-1	0

15.1.1 Verifica dell'armatura verticale



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33000.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	10.0
2	50.0	10.0
3	50.0	-10.0
4	-50.0	-10.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	4.0	8
2	-35.0	4.0	8
3	-25.0	4.0	8
4	-15.0	4.0	8
5	-5.0	4.0	8
6	5.0	4.0	8
7	15.0	4.0	8
8	25.0	4.0	8
9	35.0	4.0	8
10	45.0	4.0	8
11	-45.0	-4.0	8
12	-35.0	-4.0	8
13	-25.0	-4.0	8
14	-15.0	-4.0	8
15	-5.0	-4.0	8
16	5.0	-4.0	8
17	15.0	-4.0	8
18	25.0	-4.0	8
19	35.0	-4.0	8
20	45.0	-4.0	8

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	34.00	17.00	0.00	0.00	0.00
2	3.00	-1.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	25.00	13.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	19.00	10.00 (22.22)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	4.00	1.00 (23.94)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	34.00	17.00	0.00	34.14	37.54	0.00	2.21	10.1(6.0)
2	S	3.00	-1.00	0.00	3.18	-35.20	0.00	35.20	10.1(6.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	50.0	10.0	-0.00373	45.0	4.0	-0.01338	-45.0	-4.0
2	0.00350	50.0	-10.0	-0.00421	45.0	-4.0	-0.01448	-45.0	4.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.001205450	-0.008554496	----	----
2	0.000000000	-0.001284347	-0.009343471	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.28	50.0	10.0	-164.4	-45.0	-4.0	520	5.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00134	0.00000	0.500	8.0	46	0.00049 (0.00049)	297	0.146 (990.00)	22.24	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.07	50.0	10.0	-126.7	-45.0	-4.0	520	5.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00104	0.00000	0.500	8.0	46	0.00038 (0.00038)	297	0.113 (0.20)	22.22	0.00

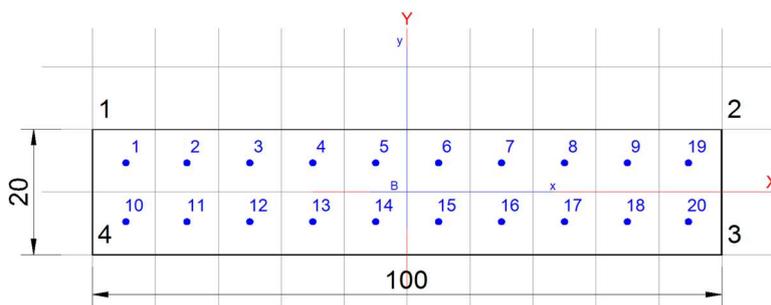
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.39	50.0	10.0	-10.4	-45.0	-4.0	520	5.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00009	0.00000	0.500	8.0	46	0.00003 (0.00003)	297	0.009 (0.20)	23.94	0.00

15.1.2 Verifica armatura orizzontale zona centrale



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	18.1 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	33000.0 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	3.02 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	10.0
2	50.0	10.0
3	50.0	-10.0
4	-50.0	-10.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.7	4.7	6
2	-35.0	4.7	6
3	-25.0	4.7	6
4	-15.0	4.7	6
5	-5.0	4.7	6
6	5.0	4.7	6
7	15.0	4.7	6
8	25.0	4.7	6
9	35.0	4.7	6
10	-44.7	-4.7	6
11	-35.0	-4.7	6
12	-25.0	-4.7	6
13	-15.0	-4.7	6
14	-5.0	-4.7	6
15	5.0	-4.7	6
16	15.0	-4.7	6
17	25.0	-4.7	6
18	35.0	-4.7	6
19	44.7	4.7	6
20	44.7	-4.7	6

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-38.00	7.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-17.00	5.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-13.00	3.00 (18.12)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-3.00	1.00 (18.84)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-38.00	7.00	0.00	-37.83	17.38	0.00	2.48	5.7(2.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.088	-50.0	10.0	-0.01092	-44.7	4.7	-0.03649	44.7	-4.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.002720666	-0.023706659	0.088	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.56	-50.0	10.0	-158.0	44.7	-4.7	297	2.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00114	0.00000	0.500	6.0	50	0.00047 (0.00047)	277	0.131 (990.00)	18.62	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.55	-50.0	10.0	-100.5	44.7	-4.7	297	2.8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	0.500	6.0	50	0.00030 (0.00030)	277	0.084 (0.20)	18.12	0.00

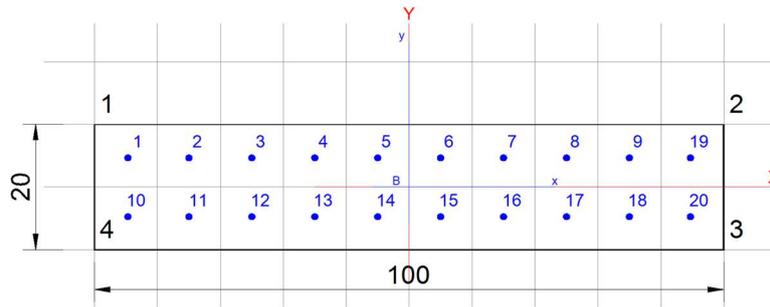
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.51	-50.0	10.0	-30.8	44.7	-4.7	297	2.8

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00022	0.00000	0.500	6.0	50	0.00009 (0.00009)	277	0.026 (0.20)	18.84	0.00

15.1.3 Verifica armatura orizzontale attacco muri andatori



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	18.1 MPa
	Def.unit. max resistenza ec_2 :	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	33000.0 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	3.02 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	10.0
2	50.0	10.0
3	50.0	-10.0
4	-50.0	-10.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.7	4.7	6
2	-35.0	4.7	6
3	-25.0	4.7	6
4	-15.0	4.7	6
5	-5.0	4.7	6
6	5.0	4.7	6
7	15.0	4.7	6
8	25.0	4.7	6
9	35.0	4.7	6
10	-44.7	-4.7	6
11	-35.0	-4.7	6
12	-25.0	-4.7	6
13	-15.0	-4.7	6
14	-5.0	-4.7	6
15	5.0	-4.7	6
16	15.0	-4.7	6
17	25.0	-4.7	6
18	35.0	-4.7	6
19	44.7	4.7	6
20	44.7	-4.7	6

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-48.00	-9.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-35.00	-7.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-27.00	-5.00 (-17.58)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-3.00	-1.00 (-18.84)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-48.00	-9.00	0.00	-48.18	-16.46	0.00	1.83	5.7(2.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.085	-50.0	-10.0	-0.01135	-44.7	-4.7	-0.03770	44.7	4.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.002802491	-0.024524909	0.085	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.64	-50.0	-10.0	-244.1	44.7	4.7	339	2.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00176	0.00000	0.500	6.0	50	0.00073 (0.00073)	292	0.214 (990.00)	-17.78	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.61	-50.0	-10.0	-178.4	44.7	4.7	339	2.8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00128	0.00000	0.500	6.0	50	0.00054 (0.00054)	292	0.157 (0.20)	-17.58	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.51	-50.0	-10.0	-30.8	44.7	4.7	297	2.8

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00022	0.00000	0.500	6.0	50	0.00009 (0.00009)	277	0.026 (0.20)	-18.84	0.00

15.1.4 Verifica a taglio

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO § 4.1.2.1.3.2

$N_p =$	0 kN	(Compressione positiva)
$R_{ck} =$	40.00 N/mm ²	
$f_{ck} =$	33.20 N/mm ²	
$f_{ctk} =$	2.17 N/mm ²	
$\alpha_{cc} =$	0.85 -	
$\gamma_c =$	1.50 -	
$f_{cd} =$	18.81 N/mm ²	
$f_{ctd} =$	1.45 N/mm ²	

Staffe:

$d_{sw} =$	6.00 mm	Staffe esterne
$n_{sw} =$	2.50 -	
$d_{sw} =$	0.00 mm	Staffe interne
$n_{sw} =$	0.00 -	
$A_{sw} =$	70.69 mm ²	
$A_{sw, TOT} =$	353.43 mm ² /m	
$s =$	200.00 mm	
$f_{yk} =$	450.00 N/mm ²	
$\gamma_s =$	1.15 -	
$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²	
$d =$	140 mm	
$\alpha =$	90.00 °	Inclinazione armatura a taglio rispetto all'asse della trave
$ctg\alpha =$	0.00 -	

Il valore di θ che uguaglia i contributi di resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e taglio compressione V_{Rcd} è :

$\theta =$	6.96 °	Inclinazione puntoni di CLS rispetto all'asse della trave
$V_{Rsd} =$	143 kN	Taglio trazione
$V_{Rcd} =$	143 kN	Taglio compressione
$\theta_{lim, inf} =$	21.80 °	Limite inferiore inclinazione dei puntoni
$\theta_{lim, sup} =$	45.00 °	Limite superiore inclinazione dei puntoni

Si assume θ pari a:

$\theta =$	21.80 °	
$ctg\theta =$	2.50 -	
$V_{Rsd} =$	44 kN	Resistenza a taglio dell'armatura
$b_w =$	1000 mm	
$A_c =$	140000 mm ²	
$\sigma_{cp} =$	0.00 N/mm ²	
$\alpha_c =$	1.00 -	
$f'_{cd} =$	9.41 N/mm ²	
$V_{Rcd} =$	409 kN	Resistenza a taglio del calcestruzzo d'anima
$V_{Rd} =$	44 kN	Resistenza a taglio della sezione
$V_{Ed} =$	33 kN	Taglio sollecitante
$V_{Ed}/V_{Rd} =$	0.76 -	VERIFICATO

15.2 Plinto di fondazione

Si riassume nel seguito l'armatura adottata e le sollecitazioni di verifica.

PLINTO DI FONDAZIONE			
Tipo	Arm. trasversale	Arm. Longitudinale	Armatura a taglio
Lembo sup.	Φ16/20	Φ16/20	Φ16/40 X 40
Lembo inf.	Φ16/20	Φ16/20	

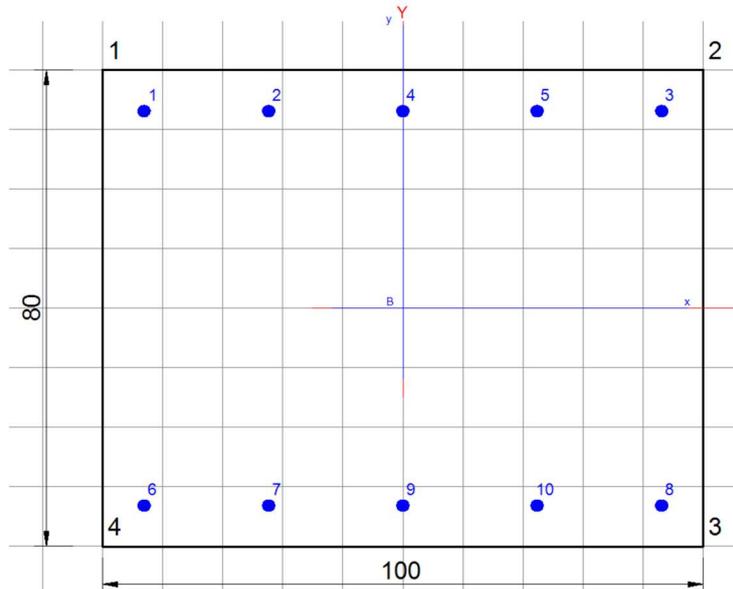
PLINTO - DIREZIONE TRASVERSALE					
RIEPILOGO SOLLECITAZIONI			N	M	T
			kN/m	kNm/m	kN/m
SLU/SLV		Max M	70	110	200
		Min M	70	-90	200
SLE	RARA	Max M	35	77	0
		Min M	35	-65	0
	FREQ	Max M	5	55	0
		Min M	5	-47	0
	Q. PERM.	Max M	1	42	0
		Min M	1	-35	0

Convenzioni $M > 0$ Faccia intradosso plinto tesa
 $N > 0$ Trazione

PLINTO - DIREZIONE LONGITUDINALE					
RIEPILOGO SOLLECITAZIONI			N	M	T
			kN/m	kNm/m	kN/m
SLU/SLV		Max M	15	150	450
		Min M	15	-75	450
SLE	RARA	Max M	5	110	0
		Min M	5	-55	0
	FREQ	Max M	2	90	0
		Min M	2	-44	0
	Q. PERM.	Max M	1	50	0
		Min M	1	-20	0

Convenzioni $M > 0$ Faccia intradosso plinto tesa
 $N > 0$ Trazione

15.2.1 Verifica dell'armatura trasversale



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C25/30

N°vertice: X [cm] Y [cm]

1	-50.0	40.0
2	50.0	40.0
3	50.0	-40.0
4	-50.0	-40.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.1	33.1	16
2	-22.3	33.1	16
3	43.1	33.1	16
4	0.0	33.1	16
5	22.4	33.1	16
6	-43.1	-33.1	16
7	-22.3	-33.1	16
8	43.1	-33.1	16
9	0.0	-33.1	16
10	22.4	-33.1	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-70.00	110.00	0.000.00		0.00
2	-70.00	-90.00	0.000.00		0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-35.00	77.00	0.00
2	-35.00	-65.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-5.00	55.00 (290.56)	0.00 (0.00)
2	-5.00	-47.00 (-289.94)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-1.00	42.00 (293.25)	0.00 (0.00)
2	-1.00	-35.00 (-293.05)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.1	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.1	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-70.00	110.000.00		-70.18	264.98	0.00	2.41	20.1(16.0)
2	S	-70.00	-90.000.00		-70.18	-264.98	0.00	2.94	20.1(16.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.003500	0.069	-50.040	0	-0.00128	-43.1	33.1	-0.04712	43.1	-33.1
2	0.003500	0.069	-50.0	-40.0	-0.00128	-43.1	-33.1	-0.04712	43.1	33.1

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000		0.000692517	-0.0242006950.069	0.700
2	0.000000000		-0.000692517	-0.0242006950.069	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.54	-50.0	40.0	-129.0	43.1	-33.1	1564	10.1
2	S	1.29	-50.0	-40.0	-111.6	43.1	33.1	1571	10.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max*(e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.000720	0.000000	0.500	16.0	61	0.00039	(0.00039)	6310.244	(990.00)	276.80	0.00
2	S	-0.000620	0.000000	0.500	16.0	61	0.00033	(0.00033)	6320.212	(990.00)	-273.80	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.13	-50.0	40.0	-82.2	43.1	-33.1	1562	10.1
2	S	0.96	-50.0	-40.0	-70.6	43.1	33.1	1571	10.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00046	0.000000	0.500	16.0	61	0.00025	(0.00025)	630	0.155 (0.20)	290.56	0.00
2	S	-0.00039	0.000000	0.500	16.0	61	0.00021	(0.00021)	632	0.134 (0.20)	-289.94	0.00

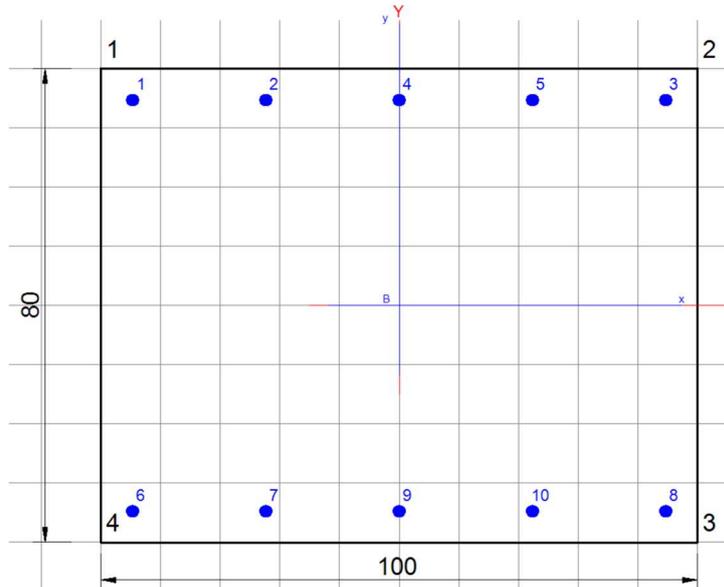
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.86	-50.0	40.0	-61.4	43.1	-33.1	1562	10.1
2	S	0.72	-50.0	-40.0	-51.3	43.1	33.1	1571	10.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00034	0.000000	0.500	16.0	61	0.00018	(0.00018)	630	0.116 (0.20)	293.25	0.00
2	S	-0.00029	0.000000	0.500	16.0	61	0.00015	(0.00015)	632	0.097 (0.20)	-293.05	0.00

15.2.2 Verifica dell'armatura longitudinale



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	14.2	MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale E_c :	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.56	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068	
	Modulo Elastico E_f :	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C25/30

N°vertice: X [cm] Y [cm]

1	-50.0	40.0
2	50.0	40.0
3	50.0	-40.0
4	-50.0	-40.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.7	34.7	16
2	-22.4	34.7	16
3	44.7	34.7	16
4	0.0	34.7	16
5	22.3	34.7	16
6	-44.7	-34.7	16
7	-22.4	-34.7	16
8	44.7	-34.7	16
9	0.0	-34.7	16
10	22.3	-34.7	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-15.00	150.00	0.000.00		0.00
2	-15.00	-75.00	0.000.00		0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-5.00	110.00	0.00
2	-5.00	-55.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-2.00	90.00 (295.39)	0.00 (0.00)
2	-2.00	-44.00 (-294.44)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-1.00	50.00 (295.48)	0.00 (0.00)
2	-1.00	-20.00 (-294.26)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.5	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	20.7	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-15.00	150.000.00		-15.01	285.39	0.00	1.90	20.1(16.0)
2	S	-15.00	-75.000.00		-15.01	-285.39	0.00	3.81	20.1(16.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.003500	0.060	-50.0	40.0	-0.00066	-44.7	34.7	-0.05518	44.7	-34.7
2	0.003500	0.060	-50.0	-40.0	-0.00066	-44.7	-34.7	-0.05518	44.7	34.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000		0.000785550	-0.0279220100.060	0.700
2	0.000000000		-0.000785550	-0.0279220100.060	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.14	-50.0	40.0	-158.0	44.7	-34.7	1263	10.1
2	S	1.07	-50.0	-40.0	-80.2	44.7	34.7	1263	10.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e _{sm} - e _{cm}	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max*(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e _{sm} - e _{cm}	sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.000860	0.000000	0.500	16.0	45	0.00047	(0.00047)	4950.235	(990.00)	294.44	0.00
2	S	-0.000440	0.000000	0.500	16.0	45	0.00024	(0.00024)	4950.119	(990.00)	-292.60	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.75	-50.0	40.0	-128.3	44.7	-34.7	1263	10.1
2	S	0.86	-50.0	-40.0	-63.2	44.7	34.7	1263	10.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e _{sm} - e _{cm}	sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00070	0.000000	0.500	16.0	45	0.00038	(0.00038)	495	0.190 (0.20)	295.39	0.00
2	S	-0.00034	0.000000	0.500	16.0	45	0.00019	(0.00019)	495	0.094 (0.20)	-294.44	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.97	-50.0	40.0	-71.2	44.7	-34.7	1263	10.1
2	S	0.39	-50.0	-40.0	-28.8	44.7	34.7	1263	10.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e _{sm} - e _{cm}	sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00039	0.000000	0.500	16.0	45	0.00021	(0.00021)	495	0.106 (0.20)	295.48	0.00
2	S	-0.00016	0.000000	0.500	16.0	45	0.00009	(0.00009)	495	0.043 (0.20)	-294.26	0.00

15.2.3 Verifica a taglio

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO § 4.1.2.1.3.2

$$\begin{aligned}N_p &= 0 \text{ kN} && \text{(Compressione positiva)} \\R_{ck} &= 30.00 \text{ N/mm}^2 \\f_{ck} &= 24.90 \text{ N/mm}^2 \\f_{ctk} &= 1.79 \text{ N/mm}^2 \\ \\ \alpha_{cc} &= 0.85 - \\ \gamma_c &= 1.50 - \\ f_{cd} &= 14.11 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctd} &= 1.19 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Staffe:

$$\begin{aligned}d_{sw} &= 16.00 \text{ mm} && \text{Staffe esterne} \\n_{sw} &= 2.50 - \\d_{sw} &= 0.00 \text{ mm} && \text{Staffe interne} \\n_{sw} &= 0.00 - \\A_{sw} &= 502.65 \text{ mm}^2 \\A_{sw, TOT} &= 1256.64 \text{ mm}^2/\text{m} \\s &= 400.00 \text{ mm} \\f_{yk} &= 450.00 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_s &= 1.15 - \\f_{yd} &= 391.30 \text{ N/mm}^2 \\d &= 720 \text{ mm} \\ \alpha &= 90.00^\circ && \text{Inclinazione armatura a taglio rispetto all'asse della trave} \\ctg\alpha &= 0.00 -\end{aligned}$$

Il valore di θ che uguaglia i contributi di resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e taglio compressione V_{Rcd} è :

$$\theta = 15.31^\circ \quad \text{Inclinazione puntoni di CLS rispetto all'asse della trave}$$

$$\begin{aligned}V_{Rsd} &= 1164 \text{ kN} && \text{Taglio trazione} \\V_{Rcd} &= 1164 \text{ kN} && \text{Taglio compressione}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\theta_{lim, inf} &= 21.80^\circ && \text{Limite inferiore inclinazione dei puntoni} \\ \theta_{lim, sup} &= 45.00^\circ && \text{Limite superiore inclinazione dei puntoni}\end{aligned}$$

Si assume θ pari a:

$$\begin{aligned}\theta &= 21.80^\circ \\ctg\theta &= 2.50 -\end{aligned}$$

$$V_{Rsd} = 797 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a taglio dell'armatura}$$

$$\begin{aligned}b_w &= 1000 \text{ mm} \\A_c &= 720000 \text{ mm}^2 \\ \sigma_{cp} &= 0.00 \text{ N/mm}^2 \\ \alpha_c &= 1.00 - \\ f'_{cd} &= 7.06 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$V_{Rcd} = 1576 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a taglio del calcestruzzo d'anima}$$

$$\begin{aligned}V_{Rd} &= 797 \text{ kN} && \text{Resistenza a taglio della sezione} \\V_{Ed} &= 450 \text{ kN} && \text{Taglio sollecitante}\end{aligned}$$

$$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.56 -$$

VERIFICATO

15.2.4 Verifica a punzonamento

DATI PALO

Diametro del palo	D	300	mm
Altezza piastra	H _p	800	mm
Copriferro armatura dir. X (Asse barra)	C _x	53	mm
Copriferro armatura dir. Y (Asse barra)	C _x	69	mm
Altezza utile dir. X	d _x	747	mm
Altezza utile dir. Y	d _x	731	mm
Altezza utile media	d _{eff}	739	mm
Ubicazione del palo	Pos	C	-
Distanza Asse asse palo bordo - dir. X	d _{1x}	300	mm
Distanza Asse asse palo bordo - dir. Y	d _{1y}	300	mm
Interasse dei pali - dir. X	i _x	1400	mm
Interasse dei pali - dir. Y	i _y	900	mm
Perimetro di verifica	u ₁	1750	mm
Coefficiente β	β	1.5	-

MATERIALI

Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}	450	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ	1.15	-
Tensione resistente	f _{yd}	391	N/mm ²
Resistenza cubica calcestruzzo	R _{ck}	30	N/mm ²
Resistenza cilindrica calcestruzzo	f _{ck}	24.90	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza cls	γ _c	1.5	-
Resistenza a compressione	f _{cd}	13.78	N/mm ²

ARMATURE PER FLESSIONE PRESENTI NELLA PIASTRA

Diametro barre dir. X	Φ _x	16	mm
Numero barre a metro lineare dir. X	n _x	5	mm
Area barre a metro lineare dir. X	A _x	1005	mm ² /m
Larghezza efficace dir. Y	L _{eff,y}	4.73	m
Area acciaio nella larghezza efficace	A _{s1,x}	4759.1	mm ²
Diametro barre dir. Y	Φ _y	16	mm
Numero barre a metro lineare dir. Y	n _y	5	mm
Area barre a metro lineare dir. Y	A _y	1005	mm ² /m
Larghezza efficace dir. X	L _{eff,x}	4.73	m
Area acciaio nella larghezza efficace	A _{s1,y}	4759.1	mm ²

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Sforzo normale nel palo	V _{Ed}	350	kN
Momento flettente risultante	M _{yEd}	0	kNm
Sforzo normale piastra	N _{Ed}	0	kN

TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO

Tensione tangenziale agente	V_{Ed}	0.41	N/mm^2
-----------------------------	----------	------	----------

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$	$C_{Rd,c}$	0.12	-
Coefficiente k	k	1.52	-
Tensione tangenziale resistente minima	V_{min}	0.33	N/mm^2
Percentuale di armatura tesa dir. X	ρ_{lx}	0.0013	-
Percentuale di armatura tesa dir. Y	ρ_{ly}	0.0014	-
Rapporto geometrico armatura tesa	ρ_l	0.0014	-
Tensione di compressione nel cls	σ_{cp}	0	N/mm^2

TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA

Resistenza a taglio-puzonamento	$V_{Rd,c}$	0.33	N/mm^2
Tensione tangenziale agente	V_{Ed}	0.41	N/mm^2
Esito verifica	NON VERIFICATO		

ELEMENTI CON ARMATURA

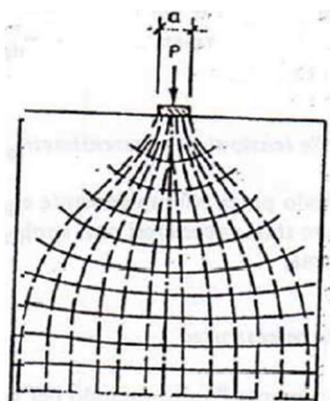
Resistenza di progetto efficace	$f_{ywd,ef}$	391.3	N/mm^2
Altezza utile media	d_{eff}	739	mm
Passo radiale spille	s_r	400	mm
Diametro spille	Φ	16	mm
Numero spille	n	4	mm
Area di acciaio sul perimetro	A_{sw}	804	mm^2
Inclinazione spille	α	90	°
Resistenza con armatura a taglio	$V_{Rd,cs}$	0.92	N/mm^2
Tensione tangenziale agente	V_{Ed}	0.41	N/mm^2
Esito verifica	VERIFICATO		

16 VERIFICHE DEI BAGGIOLI

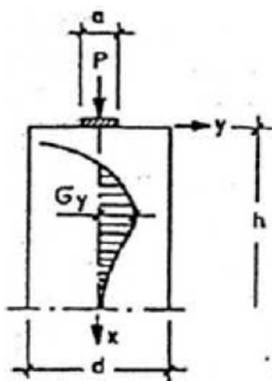
Il dimensionamento e la verifica dell'armatura a tranciamento e di quella trasversale a fenditura dei baggioli, è stato eseguito in funzione delle massime azioni registrate sugli apparecchi di appoggio allo Stato Limite Ultimo (condizioni statiche) e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) da spettro elastico (condizioni sismiche).

L'armatura trasversale si dimensiona in base alla forza di fenditura.

Il baggiolo di dimensione d su cui è poggiato l'apparecchio di appoggio di dimensione a soggetto ad una forza P avrà un andamento delle isostatiche di compressione di questo tipo:



La curva delle tensioni di trazione trasversale σ_y risulta essere quella riportata nella Figura di seguito.

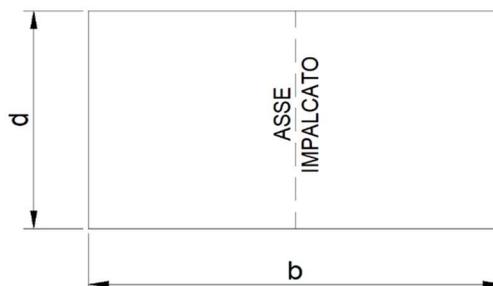
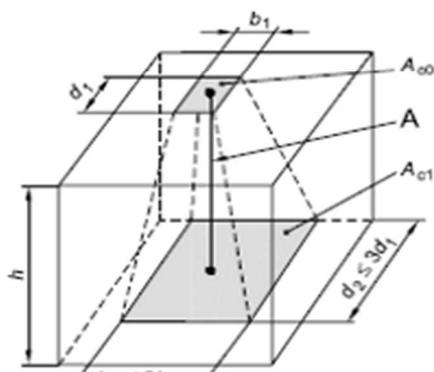


Con l'area delle tensioni di trazione si ottiene la forza di fenditura con la quale si deve dimensionare l'armatura. Tale forza è pari a:

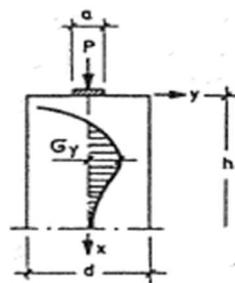
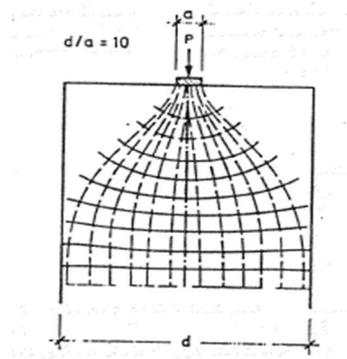
$$T = 0,25 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right)$$

Verifica tensioni localizzate - UNI EN 1992-1-1 6 § 6.7

Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	45.00 N/mm ²
Resistenza cubica media	$R_{cm} =$	54.64 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	37.35 N/mm ²
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} =$	45.35 N/mm ²
Fattore di confidenza calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50 -
	$\alpha_c =$	0.85 -
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	30.23 N/mm ²
Tensione di snervamento delle armature	$f_{yk} =$	450.00 N/mm ²
Tensione di rottura delle armature	$f_{tk} =$	540.00 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma =$	1.15 -
Resistenza a trazione delle armature	$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Altezza baggiolo	$h =$	20 cm
Lunghezza baggiolo	$b =$	40 cm
Larghezza baggiolo	$d =$	40 cm
	$b_1 =$	24 cm
Lunghezza appoggio	$d_1 =$	24 cm
Larghezza appoggio	$A_{c0} =$	576 cm ²
Area caricata		
	$b_2 =$	40 cm
Lunghezza di diffusione	$d_2 =$	40 cm
Larghezza di diffusione	$A_{c1} =$	1600 cm ²
Area di diffusione omotetica		
	$N_{Ed} =$	630 kN
Azione di compressione allo SLU	$F_{Rdu} =$	2902 kN
Forza di compression eultima	$N_{Ed} / F_{Rdu} =$	0.22 VERIFICATO
Verifica		



Verifica delle armature trasversali



$$Z = 0,25 P \left(1 - \frac{a}{d}\right)$$

Azione di compressione allo SLU

$N_{Ed} = 630 \text{ kN}$

Verifica in direzione longitudinale:

Larghezza appoggio
 Lato del baggiolo
 Altezza del baggiolo
 Forza di spacco
 Diametro staffe
 Numero braccia staffe
 Area staffe
 Tensione nelle armature
 Verifica di resistenza

$c =$	24 cm
$b =$	40 cm
$H =$	20 cm
$F_s =$	63 kN
$\phi =$	8 mm
$n_{\phi} =$	2 -
$A_s =$	1.01 cm ²
$\sigma_s =$	62.67 N/mm ²
$\sigma_s / f_{yd} =$	0.16 VERIFICATO

Verifica in direzione trasversale:

Lunghezza appoggio
 Lato del baggiolo
 Altezza del baggiolo
 $h = \min (b ; H)$
 Forza di spacco
 Diametro staffe
 Numero braccia staffe
 Area staffe
 Tensione nelle armature
 Verifica di resistenza

$c =$	24 cm
$b =$	40 cm
$H =$	20 cm
$h =$	20 cm
$F_s =$	63 kN
$\phi =$	8 mm
$n_{\phi} =$	2 -
$A_s =$	1.01 cm ²
$\sigma_s =$	62.67 N/mm ²
$\sigma_s / f_{yd} =$	0.16 VERIFICATO

Verifica delle tensioni all'interfaccia baggiolo-pulvino - UNI EN1992-1-1 & 6.2.5

Tipo di superficie	Liscia
	$c = 0.35 -$
	$\mu = 0.6 -$
Taglio massimo allo SLU	$V_{Ed} = 150 \text{ kN}$
Azione verticale concomitante col taglio massimo	$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$
Area del baggiolo	$A = 1600 \text{ cm}^2$
Diametro ferri verticali	$\phi = 16 \text{ mm}$
Numero ferri verticali	$n_{\phi} = 5 -$
Area ferri verticali	$A_s = 10.05 \text{ cm}^2$
	$\rho = 0.0063 -$
Tensione normale sul baggiolo	$\sigma_n = 0.00 \text{ N/mm}^2$
Tensione tangenziale	$\tau_{Ed} = 0.94 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di riduzione della resistenza a taglio	$v = 0.51 -$

Nell'ipotesi che il baggiolo venga gettato in seconda fase e che non si adotti particolare cura nella preparazione della superficie di contatto si trascura

Tensione tangenziale resistente all'interfaccia	$\tau_{Rd} = 1.48 \text{ N/mm}^2$
Verifica	$\tau_{Ed} / \tau_{Rd} = 0.64$ VERIFICATO

Verifica a taglio

La resistenza nei confronti dei carichi orizzontali è determinata come il più piccolo dei seguenti valori:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \quad (7.3)$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \quad (7.4)$$

con $\alpha = 0,2 \cdot [(h/d) + 1]$	per $3 \leq h/d \leq 4$
$\alpha = 1$	per $h/d > 4$
h	altezza del piolo
d	diametro del singolo piolo
f_u	resistenza ultima a trazione del piolo ($\leq 500 \text{ N/mm}^2$)
f_{ck}	resistenza cilindrica caratteristica del cls considerato
E_{cm}	valore medio del modulo secante del cls

Valore medio del modulo secante	$E_{cm} = 34625 \text{ N/mm}^2$
Forzo tagliante sulla singola barra	$V_{Ed} = 30 \text{ kN}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_v = 1.35 -$
Resistenza a taglio della barra	$P_{Rd, acciaio} = 64 \text{ kN}$
Resistenza a schiacciamento del calcestruzzo	$P_{Rd, cls} = 63 \text{ kN}$
Resistenza di progetto $\min(P_{Rd, acciaio}; P_{Rd, cls})$	$P_{Rd} = 63 \text{ kN}$
Verifica di resistenza	$V_{Ed} / P_{Rd} = 0.48$ VERIFICATO

17 MIRCOPALI DI FONDAZIONE

17.1 Analisi agli stati limite ultimi SLU

Per quanto concerne il dimensionamento e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere fondazionali, la normativa prevede l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali (γ) da applicare sia alle azioni che ai materiali, scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi definiti, rispettivamente, dalla normativa: "Approccio 1" ed "Approccio 2".

Nell'Approccio 1 di norma si prevedono due diverse combinazioni di set di coefficienti: la prima combinazione (STR) risulta più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno; la seconda combinazione (GEO) risulta più gravosa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Le combinazioni sono le seguenti:

- Combinazione 1: A1+M1 (STR)
- Combinazione 2: A2+M2 (GEO).

Le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto secondo la combinazione A1+M1+R3 e ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

Nella presente progettazione si utilizza l'Approccio 2 (A1+M1+R3), sia per le condizioni statiche, sia per le condizioni sismiche.

I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, adottati nelle combinazioni, sono differenti a seconda che le azioni si debbano combinare per verifiche strutturali o geotecniche (rispettivamente A1, A2 e EQU).

		Coefficiente parziale γ_F	EQU ¹	A1 (STR)	A2 (GEO)
carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
carichi perm. non strutturali ²	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
carichi da traffico	favorevoli	γ_D	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
carichi variabili	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ³	1.00 ⁴	1.00
ritiro, viscosità, ΔT , cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{I2}, \gamma_{I3}, \gamma_{I4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

¹ se l'equilibrio non coinvolge il terreno, altrimenti si applica GEO

² se risultano compiutamente definiti si possono considerare permanenti

³ 1.30 per instabilità delle strutture precomprese

⁴ 1.20 per effetti locali

Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

17.2 Criteri di verifica geotecnica

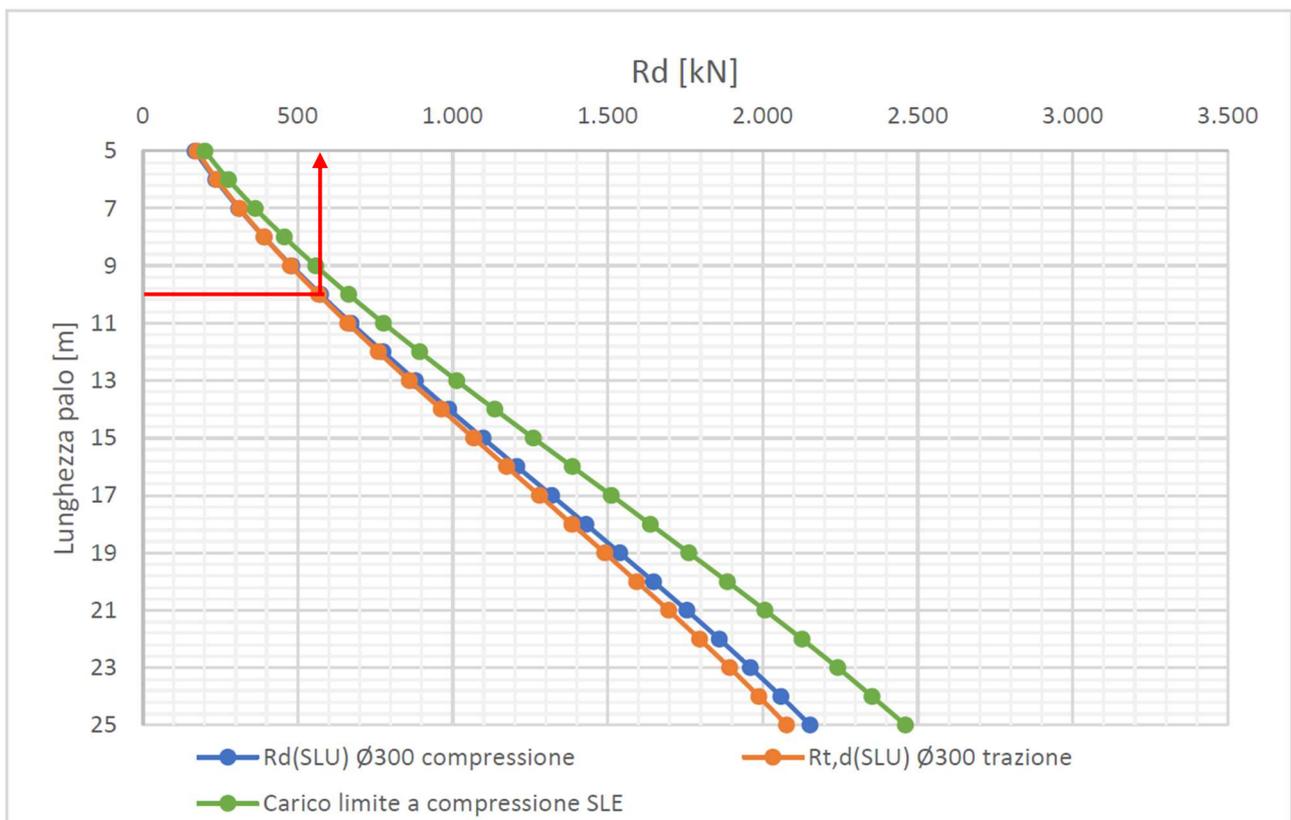
Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di calcolo adottati per le verifiche geotecniche condotte sulle opere fondazionali del ponte in oggetto, in particolare si affrontano i seguenti aspetti:

- Capacità portante dei pali
- Modulo di reazione orizzontale palo-terreno
- Calcolo delle sollecitazioni lungo il palo
- Carico limite orizzontale dei pali.

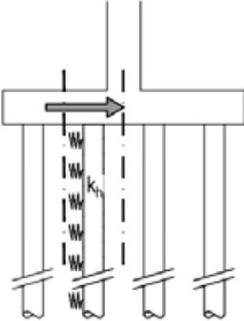
Per il calcolo dei suddetti parametri fare riferimento agli elaborati specifici. Qui sotto vengono riportati sia per la spalla che per la pila alcuni estratti di tali elaborati che chiariscono i valori di rigidezze e resistenze utilizzati per la modellazione e le verifiche.

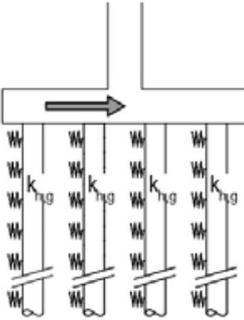
17.2.1 Caratteristiche della fondazione della pila

Capacità portante dei micropali

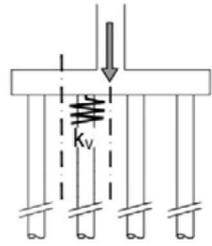
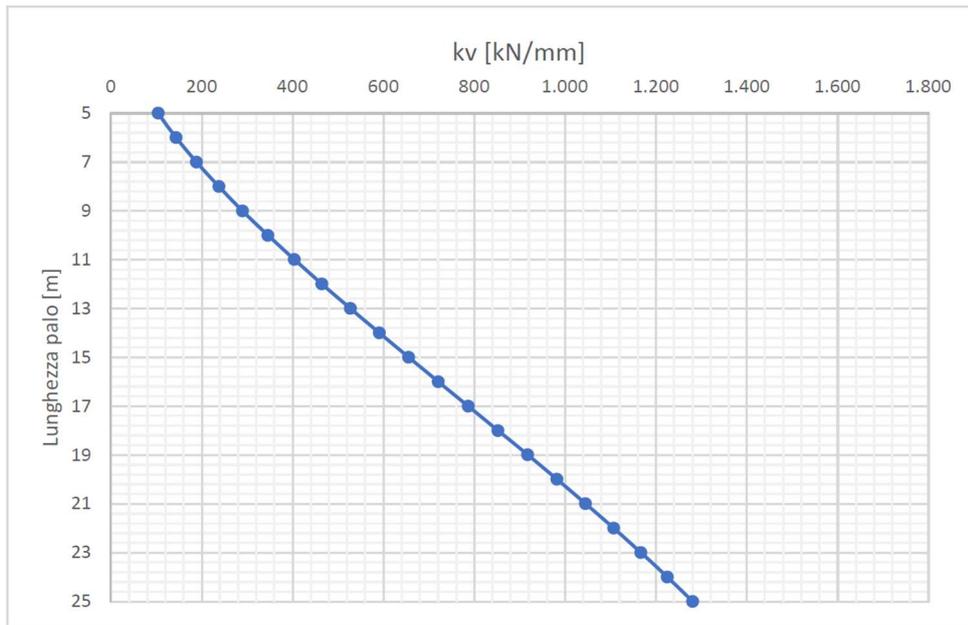


Modulo di reazione k_h e rigidezza verticale k_v Pila

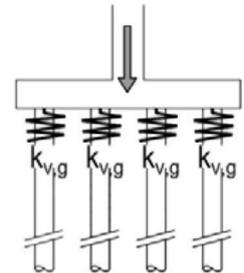
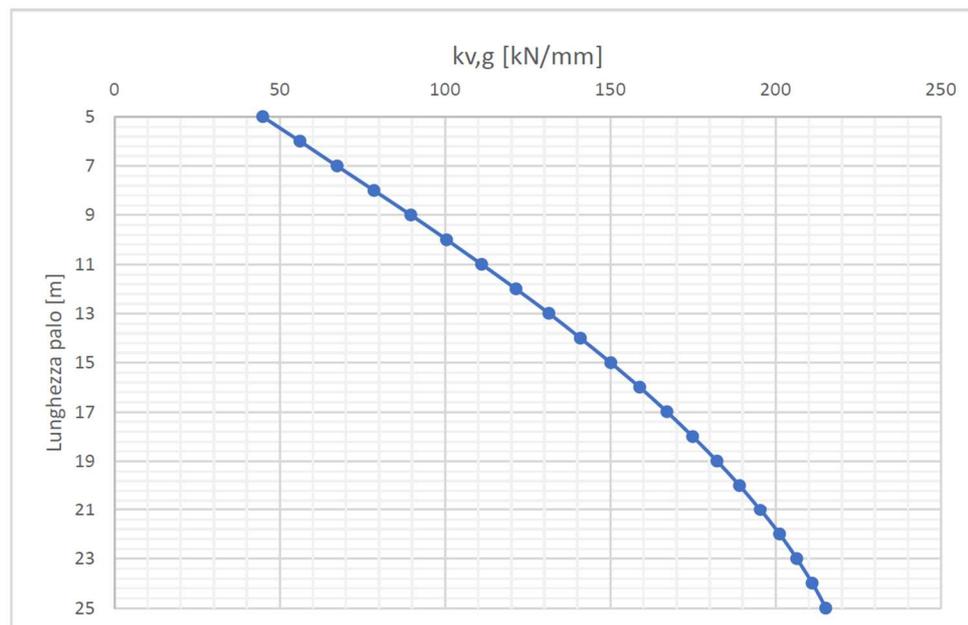
Azioni orizzontali			
Modulo di reazione k_h			
z profondità piano campagna [m]		$k_h = n_h \frac{z}{D}$	
D diametro palo [m]			
Profondità da testa palo			
Unità	da [m]	a [m]	n_h [MN/m ³]
Ghiaie e sabbie in matrice limosa	0.0	7.0	10
Ghiaie e sabbie in matrice limosa	7.0	25.0	18
			

Effetti di gruppo	
Gruppo di cinque o più pali :	$k_{h,gruppo} = 0,25 k_h$
	

Azioni verticali

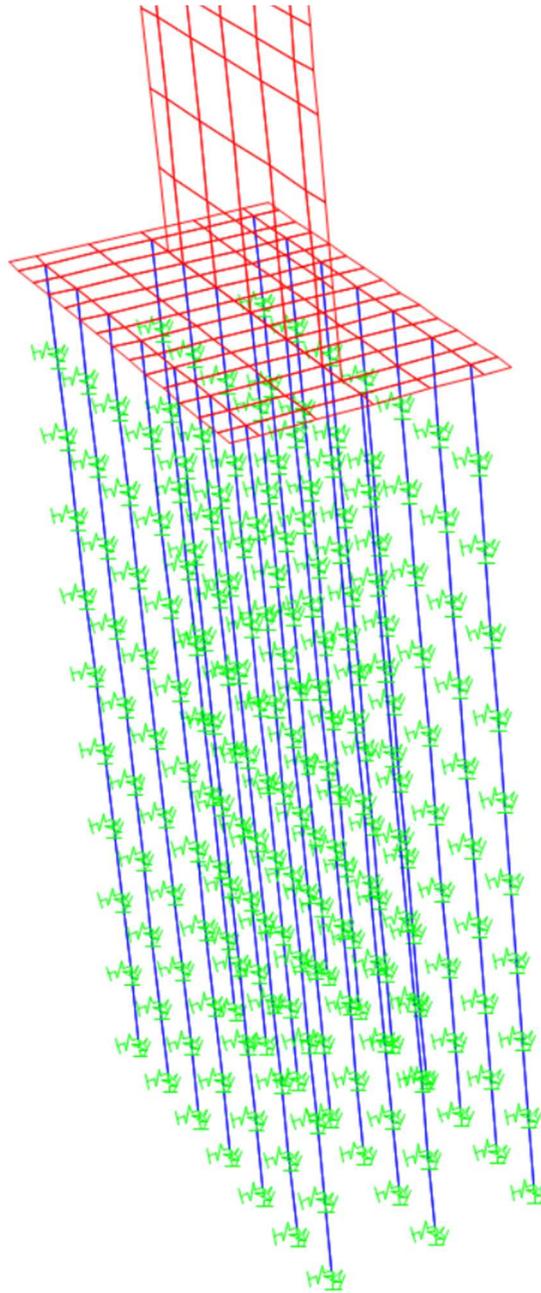


Effetti di gruppo

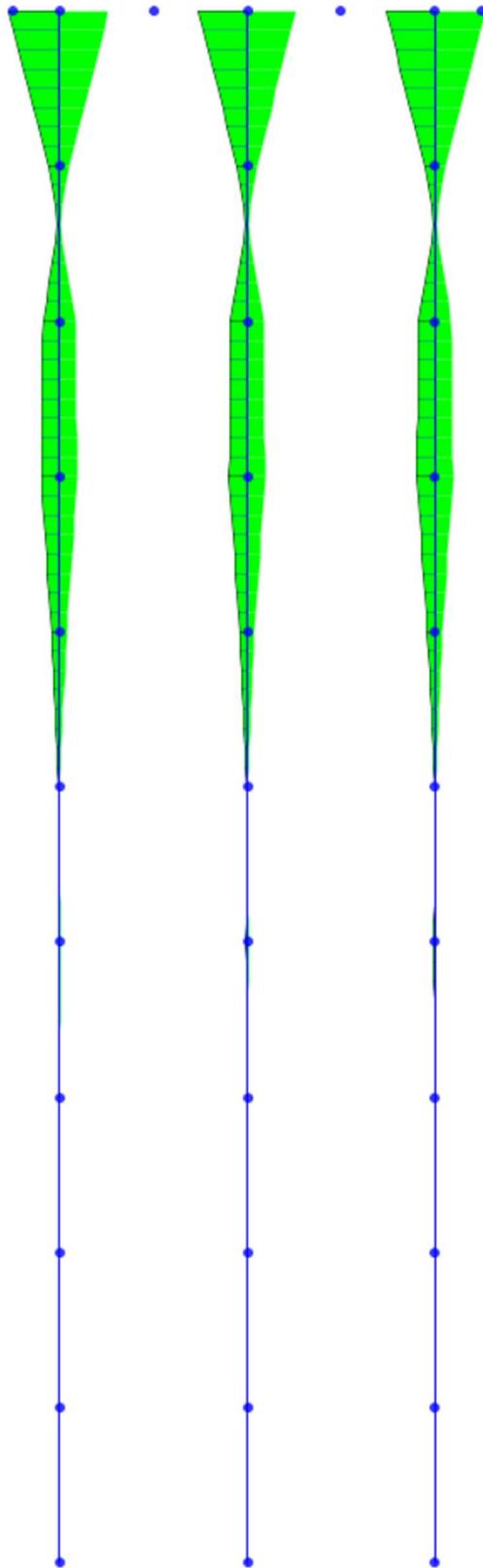


Calcolo delle sollecitazioni lungo il palo

Le sollecitazioni di verifica vengono ricavate dal modello globale, nel quale i pali di fondazione sono stati modellati come elementi beam vincolati mediante molle lineari assegnandovi le rigidità calcolate come riportato nei capitoli precedenti. Le molle sono state posizionate con interasse pari ad 1.00 m. Si riporta nel seguito un'immagine del modello beam e dell'andamento del momento flettente lungo il palo.



Vista 3D modello FEM



Andamento del momento flettente lungo il palo

Carico limite orizzontale dei pali

Teoria di Broms (1964)

Ipotesi : Pali a rotazione in testa impedita, terreni incoerenti, rottura a "palo lungo"

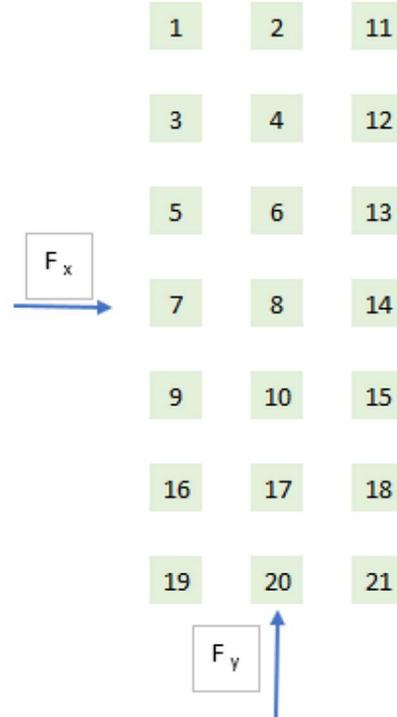
Tubolare S 355
Ø 244,5 mm sp. 12,5 mm

M_y	239 [kN m]
H_{limite}	242 [kN]
ξ_3	1,21
$R_{TR,D}$	200 [kN]
γ_T	1,3
$R_{TR,D}$	154 [kN]

$$R_{tr,d\ gruppo} = e \cdot n_{pali} \cdot R_{tr,c}$$

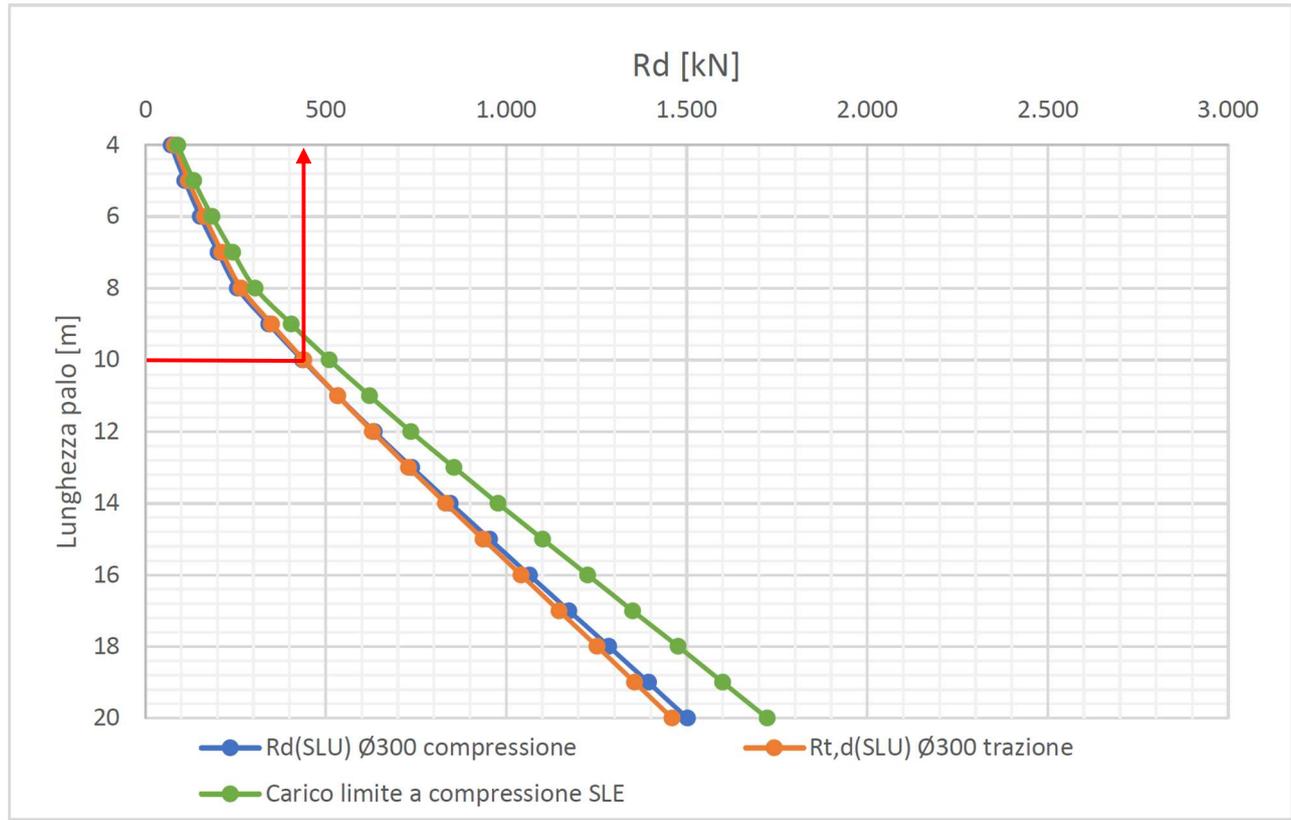
Efficienza per un gruppo costituito da n.3 file di pali con n.7 pali per ciascuna fila e interasse > 3 D

$$e_x \approx 0.60$$
$$e_y \approx 0.65$$



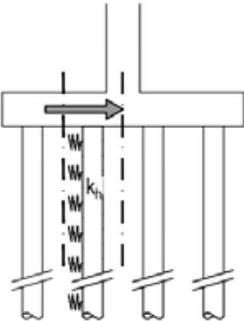
17.2.2 Caratteristiche della fondazione della spalla

Capacità portante dei micropali

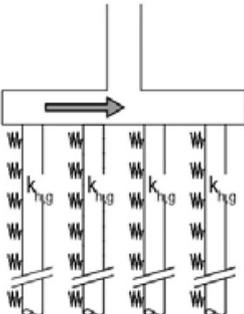


Modulo di reazione k_h e rigidezza verticale k_v Pila

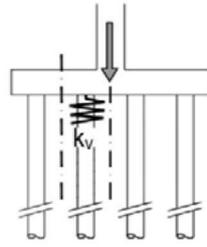
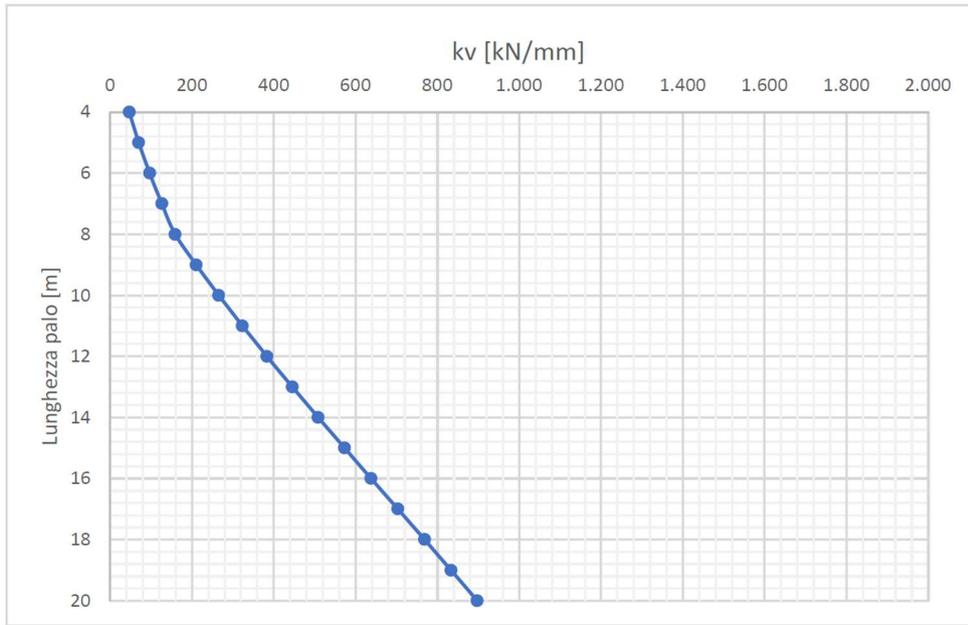
Azioni orizzontali			
Modulo di reazione k_h			
z profondità piano campagna [m]		$k_h = n_h \frac{z}{D}$	
D diametro palo [m]			
Profondità da testa palo			
Unità	da [m]	a [m]	n_h [MN/m ³]
Riporto	0.0	6.0	
Limo sabbioso	6.0	8.0	4
Ghiaie e sabbie in matrice limosa	8.0	20.0	10



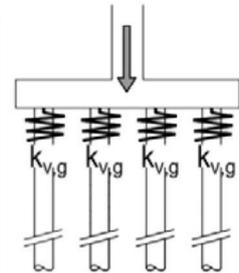
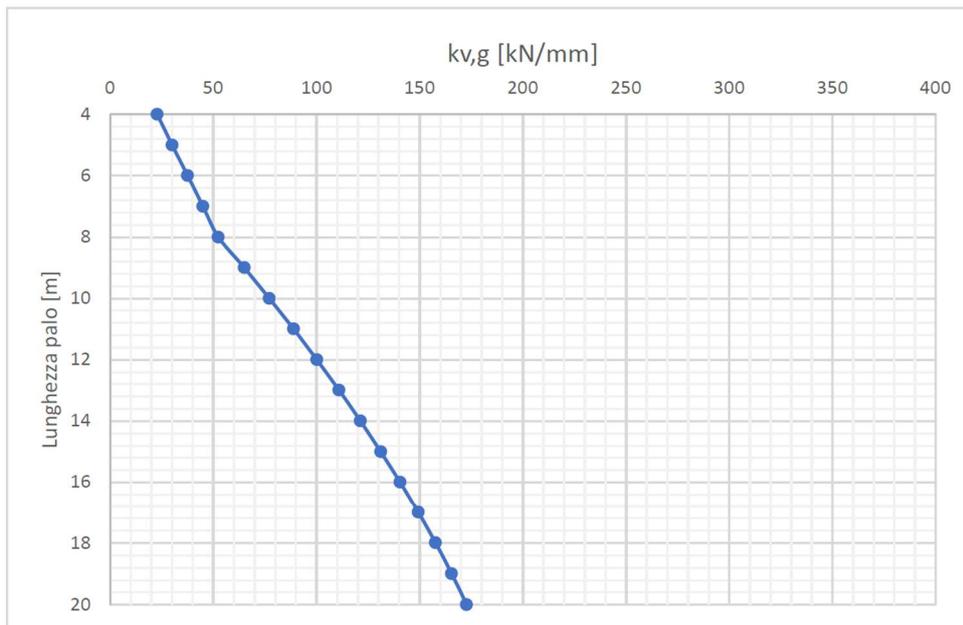
Effetti di gruppo	
Gruppo di cinque o più pali :	$k_{h,gruppo} = 0,25 k_h$



Azioni verticali

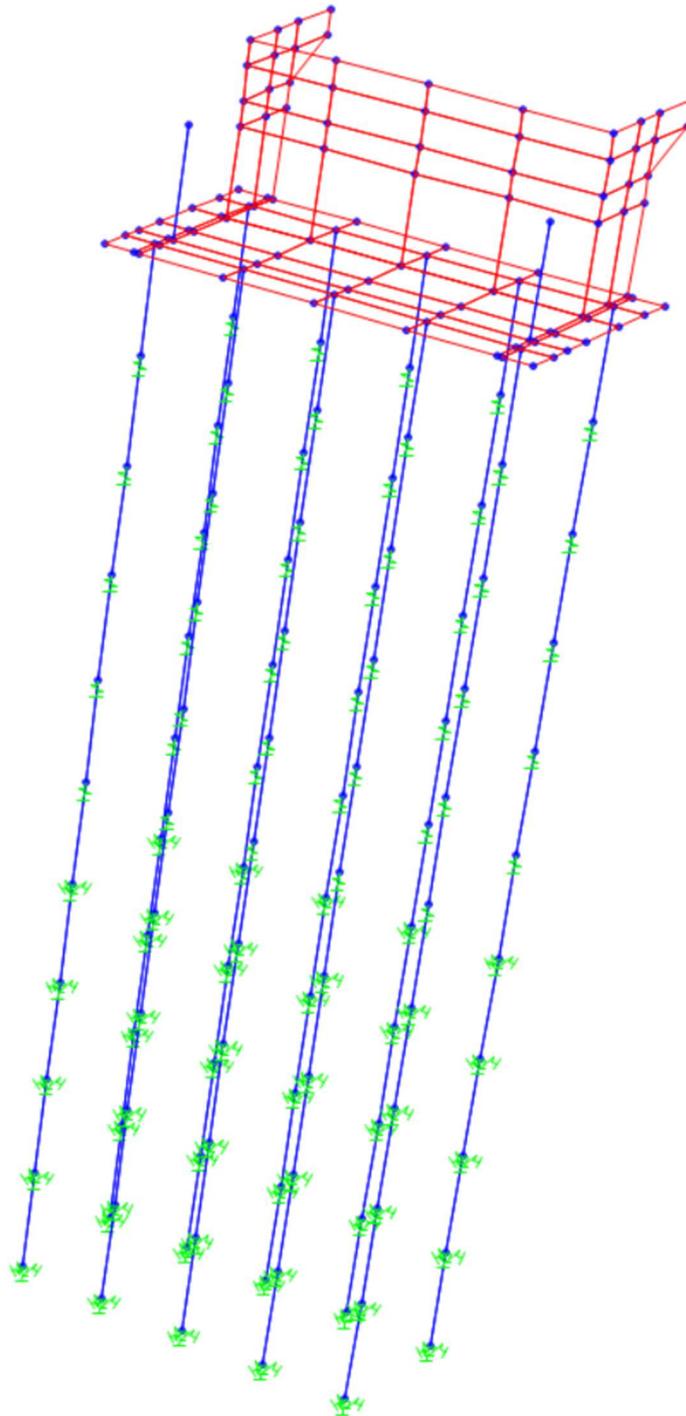


Effetti di gruppo

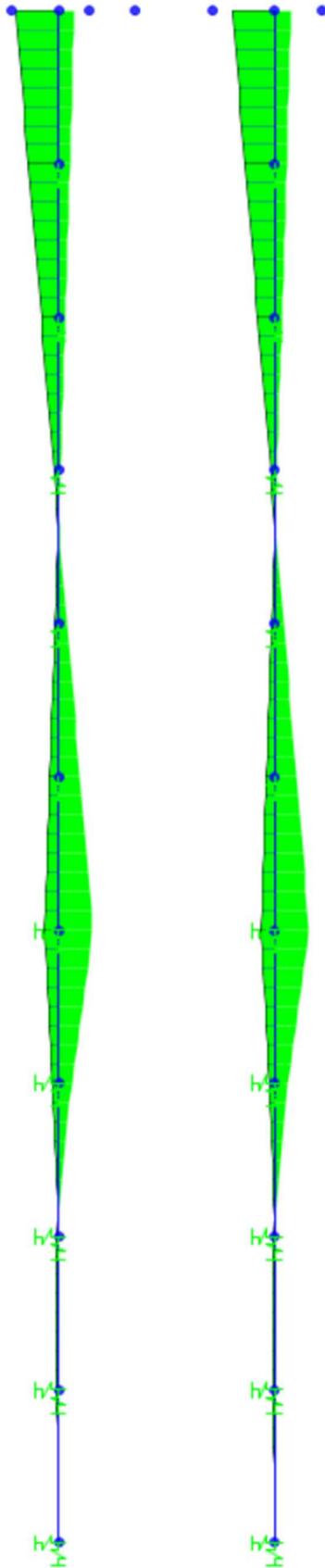


Calcolo delle sollecitazioni lungo il palo

Le sollecitazioni di verifica vengono ricavate dal modello globale, nel quale i pali di fondazione sono stati modellati come elementi beam vincolati mediante molle lineari assegnandovi le rigidezze calcolate come riportato nei capitoli precedenti. Le molle sono state posizionate con interasse pari ad 1.00 m. Si riporta nel seguito un'immagine del modello beam e dell'andamento del momento flettente lungo il palo.



Vista 3D modello FEM



Andamento del momento flettente lungo il palo

Carico limite orizzontale dei pali

Teoria di Broms (1964)

Ipotesi : Pali a rotazione in testa impedita, terreni incoerenti, rottura a "palo lungo"

Armatura minima:
Tubolare S 355
Ø 244,5 mm sp. 12,5 mm

M_y 239 [kN m]

H_{limite} 226 [kN]

ξ_3 1.21

$R_{TR,D}$ 186 [kN]

γ_T 1.3

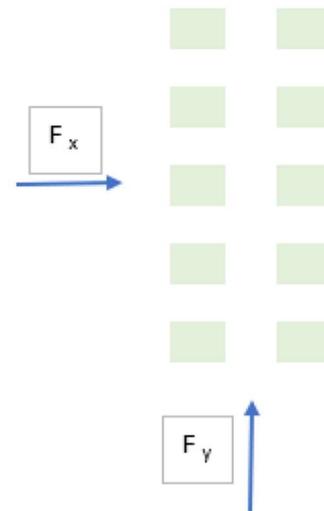
$R_{TR,D}$ **143 [kN]**

$$R_{tr,d \text{ gruppo}} = e \cdot n_{pali} \cdot R_{tr,c}$$

Efficienza per un gruppo costituito da n.2 file di pali con n.5 pali per ciascuna fila e interasse $\geq 3 D$

$$e_x \approx 0,80$$

$$e_y \approx 0,70$$



17.3 Verifiche geotecniche

17.3.1 Capacità portante

Nella seguenti tabelle si riportano la verifica di capacità portante dei micropali della fondazione in esame in funzione della lunghezza prevista, da cui si evince che la verifica è sempre soddisfatta in quanto la portata di progetto (Q_d) è sempre maggiore della massima sollecitazione assiale agente sul palo (N_{max}) sia a compressione che a trazione.

PALIFICATA DELLA PILA

	$N_{max, Compressione}$	$Q_{d,c}$ Compressione	Esito	$N_{min, Trazione}$	$Q_{d,t}$ Trazione	Esito	Lunghezza palo
	kN	kN	-	kN	-	-	m
Lato sbaizo	441	540	VERIFICATO	274	530	VERIFICATO	10
	324	540	VERIFICATO	146	530	VERIFICATO	10
	317	540	VERIFICATO	132	530	VERIFICATO	10
	319	540	VERIFICATO	132	530	VERIFICATO	10
	317	540	VERIFICATO	132	530	VERIFICATO	10
	324	540	VERIFICATO	146	530	VERIFICATO	10
	441	540	VERIFICATO	274	530	VERIFICATO	10
Pila centrale	500	540	VERIFICATO	308	530	VERIFICATO	10
	438	540	VERIFICATO	210	530	VERIFICATO	10
	277	540	VERIFICATO	48	530	VERIFICATO	10
	177	540	VERIFICATO	0	530	VERIFICATO	10
	277	540	VERIFICATO	48	530	VERIFICATO	10
	438	540	VERIFICATO	210	530	VERIFICATO	10
	500	540	VERIFICATO	308	530	VERIFICATO	10
Lato Spalla	443	540	VERIFICATO	277	530	VERIFICATO	10
	326	540	VERIFICATO	148	530	VERIFICATO	10
	317	540	VERIFICATO	132	530	VERIFICATO	10
	319	540	VERIFICATO	132	530	VERIFICATO	10
	317	540	VERIFICATO	132	530	VERIFICATO	10
	326	540	VERIFICATO	148	530	VERIFICATO	10
	443	540	VERIFICATO	277	530	VERIFICATO	10

PALIFICATA DELLA SPALLA

	$N_{max, Compressione}$	$Q_{d,c}$ Compressione	Esito	$N_{min, Trazione}$	$Q_{d,t}$ Trazione	Esito	Lunghezza palo
	kN	kN	-	kN	-	-	m
Fronte	346	425	VERIFICATO	0	425	VERIFICATO	10
	307	425	VERIFICATO	0	425	VERIFICATO	10
	287	425	VERIFICATO	0	425	VERIFICATO	10
	306	425	VERIFICATO	0	425	VERIFICATO	10
	348	425	VERIFICATO	0	425	VERIFICATO	10
	131	425	VERIFICATO	95	425	VERIFICATO	10
Tergo	93	425	VERIFICATO	69	425	VERIFICATO	10
	59	425	VERIFICATO	52	425	VERIFICATO	10
	93	425	VERIFICATO	69	425	VERIFICATO	10
	131	425	VERIFICATO	95	425	VERIFICATO	10
	131	425	VERIFICATO	95	425	VERIFICATO	10

17.3.2 Verifica del carico limite orizzontale sui pali

La valutazione del carico limite orizzontale dei micropali della fondazione in oggetto è stata fatta considerando la sollecitazione di taglio massimo.

Nelle tabelle seguenti si riportano le verifiche dei pali ai carichi orizzontali; tali verifiche sono sempre soddisfatte in quanto il taglio massimo sui pali (V_{pd}) è sempre inferiore alla massima azione di taglio resistente di progetto (H_d).

PALIFICATA DELLA PILA

FONDAZIONE	V_{Pd}	$R_{tr,d}$	e	$R_{tr,d,gruppo}$	Esito
-	kN	kN	-	kN	-
dir. X	36	154	0.60	92	VERIFICATO
dir. Y	97	154	0.65	100	VERIFICATO

V_{Pd}	Taglio sollecitante sul singolo palo
$R_{tr,d}$	Resistenza ai carichi trasversali del singolo palo
e	Efficienza pali in gruppo
$R_{tr,d,gruppo}$	Resistenza ai carichi trasversali del singolo palo tenendo conto dell'effetto gruppo

PALIFICATA DELLA SPALLA

FONDAZIONE	V_{Pd}	$R_{tr,d}$	e_{min}	$R_{tr,d,gruppo}$	Esito
-	kN	kN	-	kN	-
Spalla	45	143	0.7	100	VERIFICATO

V_{Pd}	Taglio sollecitante sul singolo palo
$R_{tr,d}$	Resistenza ai carichi trasversali del singolo palo
e	Efficienza pali in gruppo
$R_{tr,d,gruppo}$	Resistenza ai carichi trasversali del singolo palo tenendo conto dell'effetto gruppo

17.3.3 Verifiche SLE

Dai grafici di portanza sopra riportati è evidente che la portata SLE risulti superiore a quella SLU.

Tutte le verifiche sono quindi automaticamente soddisfatte.

17.4 Verifiche strutturali

Si riportano le verifiche strutturali del micropalo.

In maniera cautelativa, vista l'assenza di connettori tra il tubolare metallico ed il getto di calcestruzzo, la verifica è stata condotta considerando la sola sezione resistente in acciaio.

In maniera estremamente cautelativa, si è inoltre verificata la stabilità del suddetto elemento tubolare metallico, nell'ipotesi che si tratti di un'asta incastrata nel plinto ed appoggiata nel terreno alla sua estremità inferiore.

17.4.1 Verifica del micropalo della pila

MICROPALO - CHS 244.5 x 12.5	E	21000	kN/cm ²
	f _y	35.5	kN/cm ²
	f _u	51.0	kN/cm ²
	curve	0.49	c
	gamma M0	1.05	-
	gamma M1	1.10	-
gamma M2	1.25	-	

Parametri generali dell'elemento		L [cm]	Θ [mm]	t [mm]	Θ/t	Classe
		1000	244.5	12.5	19.6	1
Caratteristiche statiche della sezione		A [cm ²]	I [cm ⁴]	W _{e1} [cm ³]	W _{p1} [cm ³]	i [cm]
		91.1	6147	503	673	8.21
Calcolo coefficienti di stabilità		β	L _{cr} [cm]	N _{cr} [kN]	λ	Φ
		0.7	700	2600	1.12	1.35
Sollecitazioni		Sollecitazioni massime all'estremità			Sollecitazioni equivalenti	
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kN cm]	V _{Ed} [kN]	N _{eq} [kN]	M _{x,eq} [kN cm]
		-500	12665	97	-500	9499
Resistenze		Resistenze di progetto			Resistenze di progetto	
		N _{Rd} [kN]	M _{Rd} [kN cm]	V _{Rd} [kN]	N _{b,Rd} [kN]	M _{b,Rd} [kN cm]
		3080	22769	1132	1400	17555
VERIFICA		Massimo sfruttamento a resistenza			Massimo sfruttamento a stabilità	
		Sfrutt.N+M		Sfrutt.V	Sfrutt.N+M	
		72%		9%	90%	

17.4.2 Verifica del micropalo della spalla

MICROPALO
-
CHS 244.5 x 12.5

E	21000	kN/cm ²
f _y	35.5	kN/cm ²
f _u	51.0	kN/cm ²
curve	0.49	c
gamma M0	1.05	-
gamma M1	1.10	-
gamma M2	1.25	-

Parametri generali dell'elemento	L [cm]	θ [mm]	t [mm]	θ/t	Classe	
	1000	244.5	12.5	19.6	1	
Caratteristiche statiche della sezione	A [cm ²]	I [cm ⁴]	W _{el} [cm ³]	W _{pl} [cm ³]	i [cm]	
	91.1	6147	503	673	8.21	
Calcolo coefficienti di stabilità	β	L _{cr} [cm]	N _{cr} [kN]	λ	φ	χ
	0.7	700	2600	1.12	1.35	0.48
Sollecitazioni	Sollecitazioni massime all'estremità			Sollecitazioni equivalenti		
	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kN cm]	V _{Ed} [kN]	N _{eq} [kN]	M _{x,eq} [kN cm]	
	-350	8920	45	-350	6690	
Resistenze	Resistenze di progetto			Resistenze di progetto		
	N _{Rd} [kN]	M _{Rd} [kN cm]	V _{Rd} [kN]	N _{b,Rd} [kN]	M _{b,Rd} [kN cm]	
	3080	22769	1132	1400	18809	
VERIFICA	Massimo sfruttamento a resistenza			Massimo sfruttamento a stabilità		
	Sfrutt.N+M		Sfrutt.V	Sfrutt.N+M		
	51%		4%	61%		

18 ANALISI PARATIE

In questo capitolo viene analizzata la paratia provvisoria da realizzare sul lato Nord dello scavo necessario alla realizzazione della pila P1, a protezione del rilevato ferroviario esistente.

La paratia è costituita da una palancola infissa del tipo qui sotto in tabella:

Sezione	S = Palancola Singola D = Palancola Doppia T = Palancola Tripla	Area della sezione cm ²	Massa kg/m	Momento d'inerzia cm ⁴	Modulo di resistenza elastico cm ³	Raggio giratore d'inerzia cm	Superficie di rivestimento ¹⁾ m ² /m
Sezioni PU							
	Per S	84,2	66,1	4500	370	7,31	0,80
	Per D	168,4	132,2	25920	1440	12,41	1,59
	Per T	252,6	198,3	36060	1690	11,95	2,38
	Per m di muro	140,0	110,1	21600	1200	12,41	1,32

18.1 Metodologia di calcolo

Al fine di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle paratie è necessario poterne seguire il comportamento durante le principali fasi esecutive. Il calcolo "monodimensionale" della paratia verrà perciò condotto con l'ausilio di un codice di calcolo automatico agli elementi finiti (Paratie Plus 21) che, con l'impiego di un metodo di calcolo iterativo, consente di modellare l'interazione terreno-struttura nella successione delle fasi di scavo e di esercizio.

Infatti, in tale codice di calcolo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni, centine) con molle dotate di opportuna rigidità.

La legge costitutiva elasto-plastica del terreno è identificata dai parametri di spinta del terreno: il terreno reagisce in modo elastico sino ai valori limite dello spostamento raggiunti i quali, la reazione corrisponde, a seconda del segno dello spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva. Si intende che gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di terreno "in quiete".

Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

Il metodo di calcolo richiede la definizione di parametri di interazione struttura-terreno, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni e delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera. Nei paragrafi seguenti si forniscono tutti i valori dei parametri assunti nella analisi.

Tutti i calcoli verranno condotti con riferimento a condizioni di lungo termine (parametri del terreno "efficaci") che, nel caso di esecuzione di scavi (detensione del terreno), conducono a risultati cautelativi sul dimensionamento delle opere di sostegno.

18.1.1 Pressione e resistenza statica delle terre e dell'acqua

In generale, la pressione σ'_h che lo scheletro solido del terreno esercita su una struttura di sostegno dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di σ'_h stessa ovvero dipende dall'interazione fra la struttura ed il terreno a tergo dell'opera. Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso valle (diminuzione della tensione orizzontale efficace rispetto alle condizioni geostatiche), la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = k_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_a} \quad \text{pressione attiva}$$

dove:

k_a è il coefficiente di spinta attiva

σ'_v è la tensione verticale efficace

c' è la coesione efficace

In condizioni statiche, k_a è funzione dell'angolo di attrito efficace dello scheletro solido ϕ' , dell'angolo di attrito δ fra struttura e terreno (nelle analisi $\delta' = 0.5 \cdot \phi'$), dell'inclinazione ψ rispetto all'orizzontale del paramento di monte della struttura di sostegno e dell'inclinazione β rispetto all'orizzontale del versante a tergo dell'opera. Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di k_a , nel caso di condizioni stratigrafiche omogenee e di cunei di spinta non influenzati dall'andamento della falda lungo il pendio, poiché formulazioni più complesse come ad esempio il modello a spirale logaritmica (cfr. Figura 1) non portano a risultati più accurati, si farà riferimento a quella di [Coulomb, 1776] che considera una superficie di rottura piana:

$$k_a = \frac{[\sin(\psi + \phi')]^2}{(\sin \psi)^2 \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso monte (aumento della tensione orizzontale efficace rispetto alle condizioni geostatiche), la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = k_p \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_p} \quad \text{pressione passiva}$$

dove:

k_p è il coefficiente di spinta attiva

σ'_v è la tensione verticale efficace

c' è la coesione efficace

Analogamente al coefficiente di spinta attiva, in condizioni statiche si può porre $k_p = k_p(\phi', \psi, \beta, \delta)$. Nelle analisi effettuate si è posto $\delta' = 0.5 \cdot \phi'$. Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di k_p , di seguito, si farà riferimento a quella di [Caquot-Kerisel, 1948] che, nel caso in cui sia $\delta > \phi' / 3$ fornisce risultati più attendibili delle altre formulazioni. La superficie potenziale di scorrimento del terreno è assimilabile in questo caso ad un arco di spirale logaritmica e non più ad una superficie piana. Tale coefficiente viene determinato dall'interpolazione polinomiale delle spirali logaritmiche fornite sperimentalmente da [Caquot-Kerisel, 1948], riportate in Figura 1.

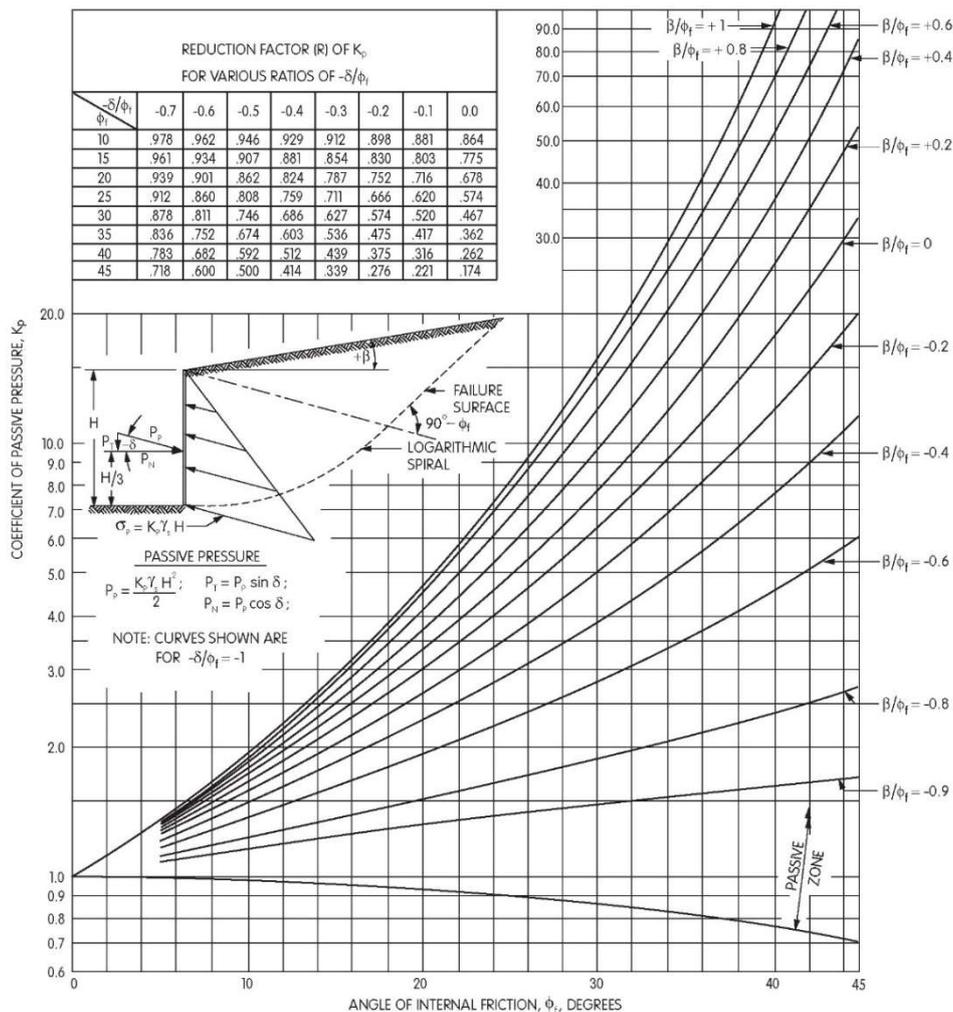


Figura 1: Modello a spirale logaritmica per il calcolo dei coefficienti di spinta

Pertanto, in generale, nel caso di strutture di sostegno flessibili, eventualmente contrastate da elementi strutturali attivi o passivi messi in opera in fasi successive, sul paramento di monte agirà la pressione attiva e su quello di valle la pressione passiva.

Nel caso di strutture molto rigide, incapaci di subire spostamenti sufficienti a mobilitare la pressione attiva o quella passiva, la pressione $\sigma' h$ esercitata dallo scheletro solido sull'opera di sostegno può essere calcolata come la pressione in condizioni geostatiche:

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v \quad \text{pressione a riposo}$$

dove:

k_0 è il coefficiente di spinta a riposo;

σ'_v è la tensione verticale efficace.

Secondo la relazione di [Kulhawy et al., 1989] k_0 dipende dalla resistenza del terreno e dal rapporto di sovraconsolidazione del terreno O.C.R.:

$$k_0 = k_0^{nc} (OCR)^m$$

dove:

k_0^{nc} è il coefficiente di spinta a riposo per terreni normal consolidati che secondo [Jaky, 1936] può essere posto pari a $(1 - \sin \phi')$;

m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

In generale, per strutture di sostegno impermeabili senza sistemi di drenaggio a monte, alla pressione esercitata dallo scheletro solido deve essere sommata la pressione esercitata dall'acqua.

In condizioni drenate (regime stazionario), che sono le condizioni a vantaggio di sicurezza nel caso di esecuzione di scavi (detensionamento del terreno), la pressione dell'acqua (pressione neutra) nei pori è indipendente dalla deformazione dello scheletro solido (disaccoppiamento meccanico-idraulico). Pertanto, nell'ipotesi semplificativa che il flusso nell'intorno della paratia si sviluppi prevalentemente in direzione verticale (certamente realistica in assenza di acquiferi confinati), il calcolo della pressione neutra p alla quota z può essere condotto considerando che il prodotto fra permeabilità k e perdita di carico i è costante (principio di conservazione della massa applicato alla legge di Darcy) ovvero, che in ciascun tratto omogeneo (permeabilità k costante), di spessore $L = z - z_0$, la perdita di carico i è costante:

$$p = p_0 - \gamma_w (1 + i) (z - z_0) \quad \text{pressione neutra}$$

dove:

p_0 è la pressione all'inizio di ciascun tratto omogeneo ovvero $p(z = z_0)$

γ_w è il peso specifico dell'acqua

$$i \text{ è la perdita di carico } i = \frac{-\Delta h}{L} = -\frac{[h(z) - h(z_0)]}{z - z_0}$$

z è la quota, positiva verso l'alto, alla quale si calcola p .

18.2 Combinazioni e coefficienti parziali

Il codice di calcolo utilizzato consente di amplificare automaticamente i risultati di calcolo utilizzando i seguenti coefficienti parziali di normativa:

Tabella 1 - Combinazioni per analisi statiche in esercizio (SLE)

Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	cu
sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli			
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 2 - Combinazioni per analisi statiche (STR e GEO)

	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)			Resistenze (γ_R)
	Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	cu	
	sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli				
<i>STR</i> (<i>A1 + M1 + R1</i>)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>GEO</i> (<i>A2 + M2 + R2</i>)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40	1.10

Lo SLU GEO è verificato automaticamente dal codice di calcolo.

18.2.1 Modello geometrico di riferimento

In accordo a quanto indicato al paragrafo 6.5.2.2. di NTC 2008, il modello geometrico di riferimento deve tenere conto di possibili variazioni del profilo del terreno a monte ed a valle del paramento rispetto ai valori normali. In accordo con le normative più recenti, nel caso in cui la funzione di sostegno sia affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0.5 m.

18.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Nella seguente tabella si riporta la stratigrafia ed i parametri geotecnici utilizzati nei calcoli; si tratta di valori cautelativi rispetto agli intervalli dei parametri geotecnici da relazione geotecnica generale e relazione di calcolo fondazioni.

Tabella 3 – Parametri geotecnici

da [m]	a [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	Evc [MPa]	Eur [MPa]
0	profondità di interesse progettuale	Limo sabbioso	19.0	30	5 (*)	8	20

Dove:
 γ = peso di volume naturale
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
c' = coesione drenata
Evc = modulo elastico in compressione
Eur = modulo elastico in fase di scarico-ricarico

(*) Cautelativamente al solo fine di massimizzare le sollecitazioni sugli elementi strutturali, si assume per il calcolo dei palancolati metallici solo l'unità LS e si annulla la coesione c'=0 kPa.

Livello di falda non presente nell'ambito della profondità d'interesse progettuale.

18.4 Sezioni di calcolo

Le opere provvisionali sono previste per la pila P1 della passerella. La quota 0.0 si considera a quota p.c. locale.

- **Sezione – Pila P1.** Palancolato con altezza massima di scavo di 1.7 m a cui si aggiunge 0.2 m (extra scavo da NTC 2008). Il livello falda non interferisce con lo scavo. La palancola PU12 è prevista di lunghezza 6.0 o superiore.

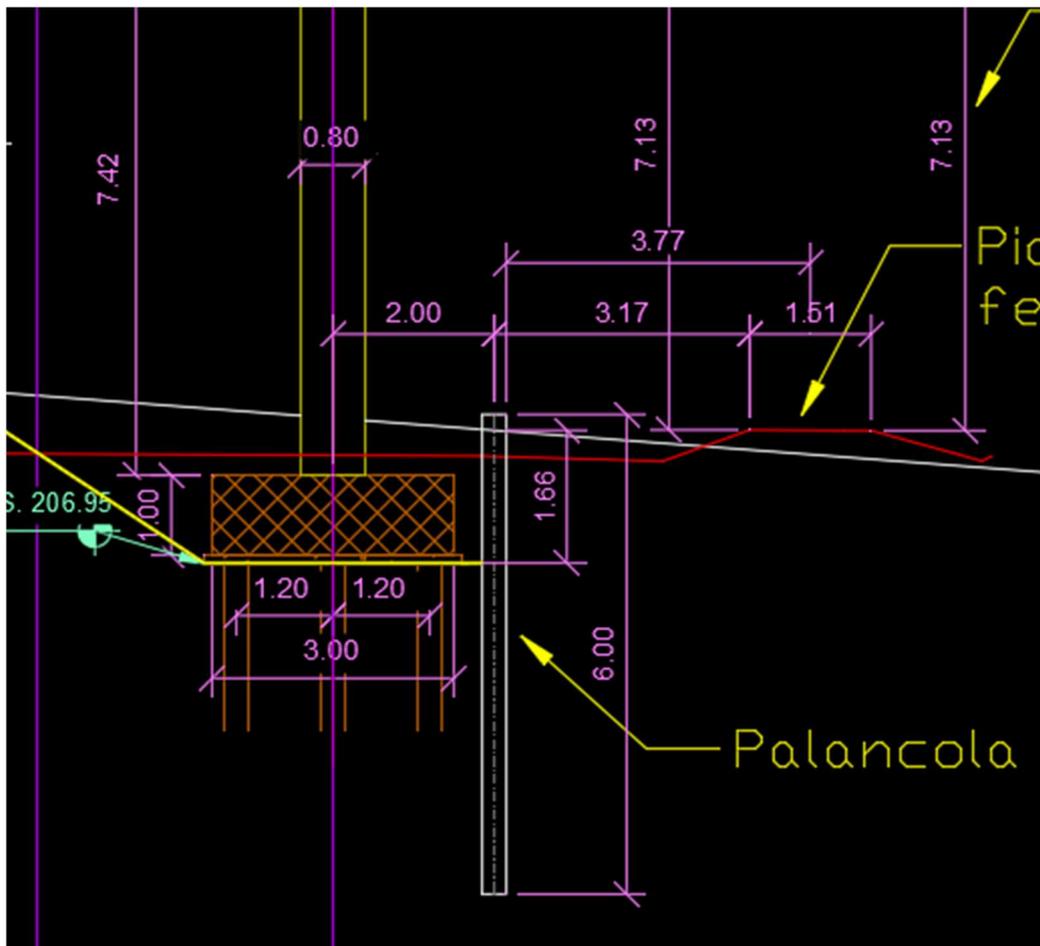


Figura 2. Seziune di calcolo

Sul piano campagna di monte è stato cautelativamente considerato agente a monte un carico accidentale dei mezzi di cantiere di 10 kPa.

18.5 Fasi di calcolo

Nell'analisi sono state implementate le seguenti fasi di calcolo, in cui la quota 0.0 corrisponde a quota p.c. locale.

- Inizializzazione delle condizioni geostatiche
- Realizzazione paratia
- Applicazione dei sovraccarichi di progetto e scavo a quota max di progetto (quota -1.7)
- Extra scavo 0.2 m NTC 2008 (quota -1.9).

Nella seguente immagine si riporta la fase di calcolo corrispondente allo scavo massimo.

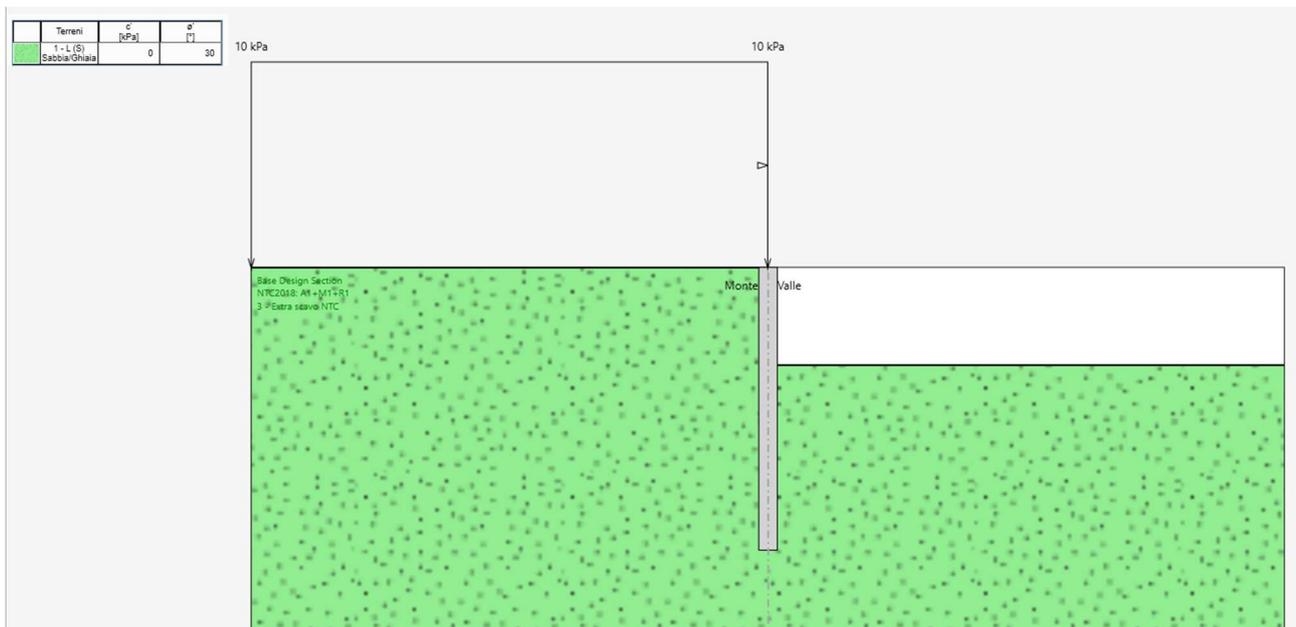


Figura 3 - Sezione 1, Fase scavo massimo

18.6 Risultati di calcolo e verifiche

Nelle seguenti immagini si riportano, per ogni sezione di calcolo, i principali risultati dell'analisi allo SLE e SLU. In Appendice A sono riportati i tabulati di calcolo.

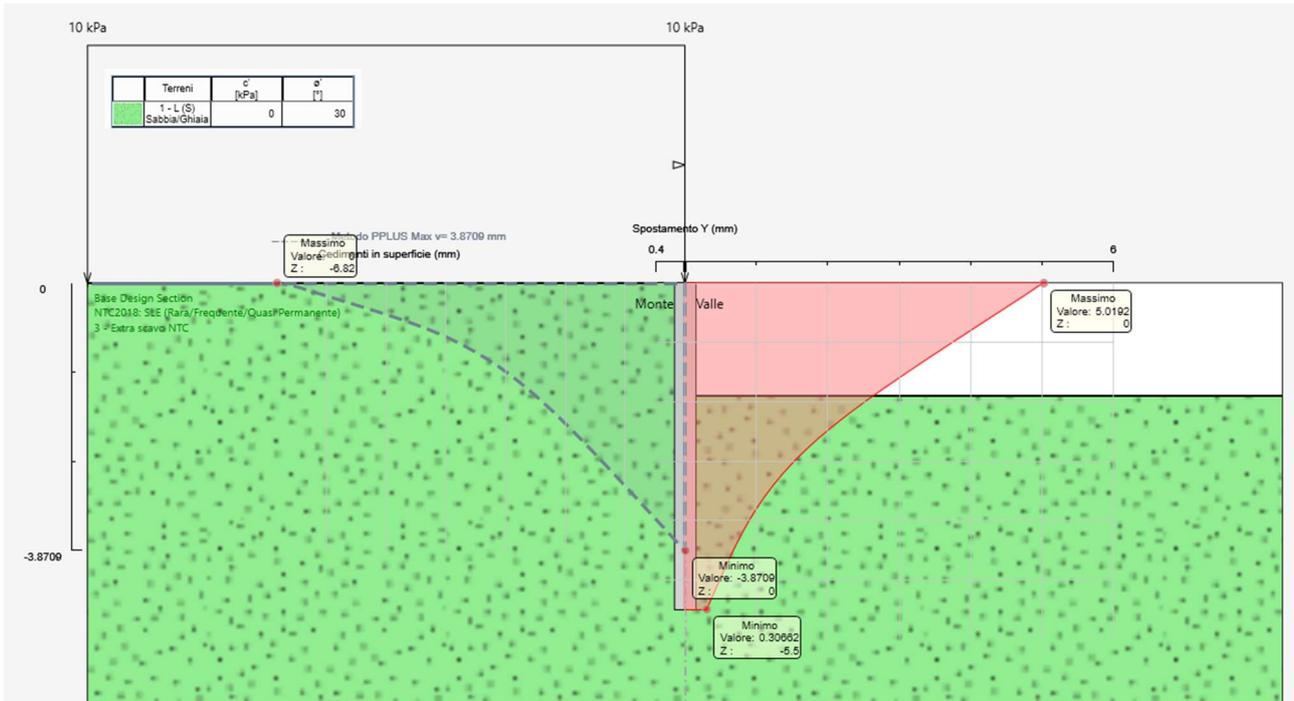


Figura 4 - Sezione 1, Involuppo degli spostamenti SLE Rara

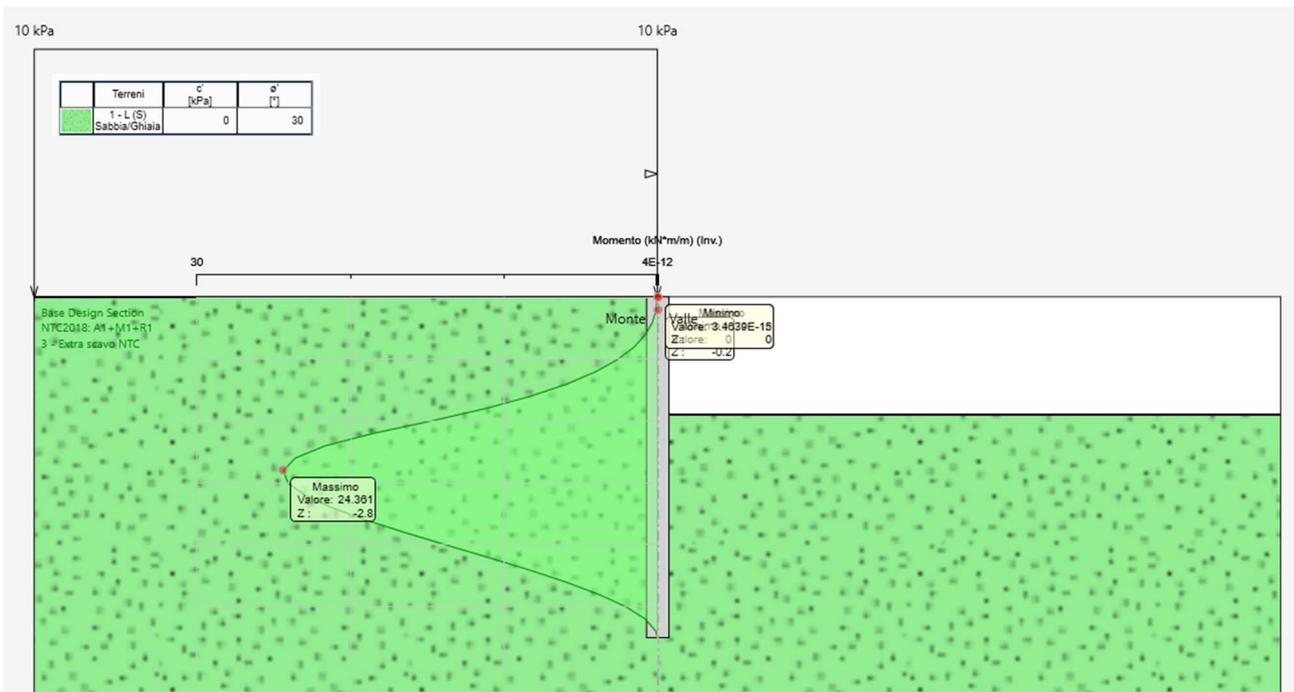


Figura 5 - Sezione 1, Involuppo del momento SLU, max 24.4 kN m / m

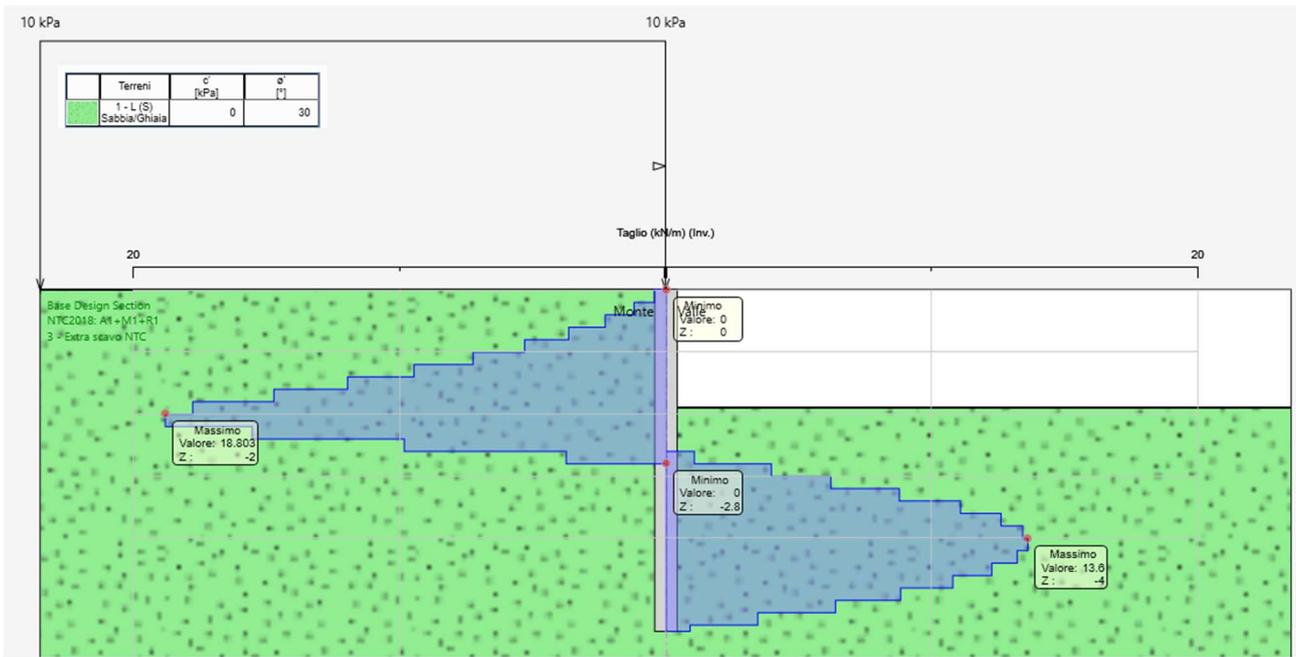


Figura 6 - Sezione 1, Involuppo del taglio SLU, max 18.8 kN m / m

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R2>

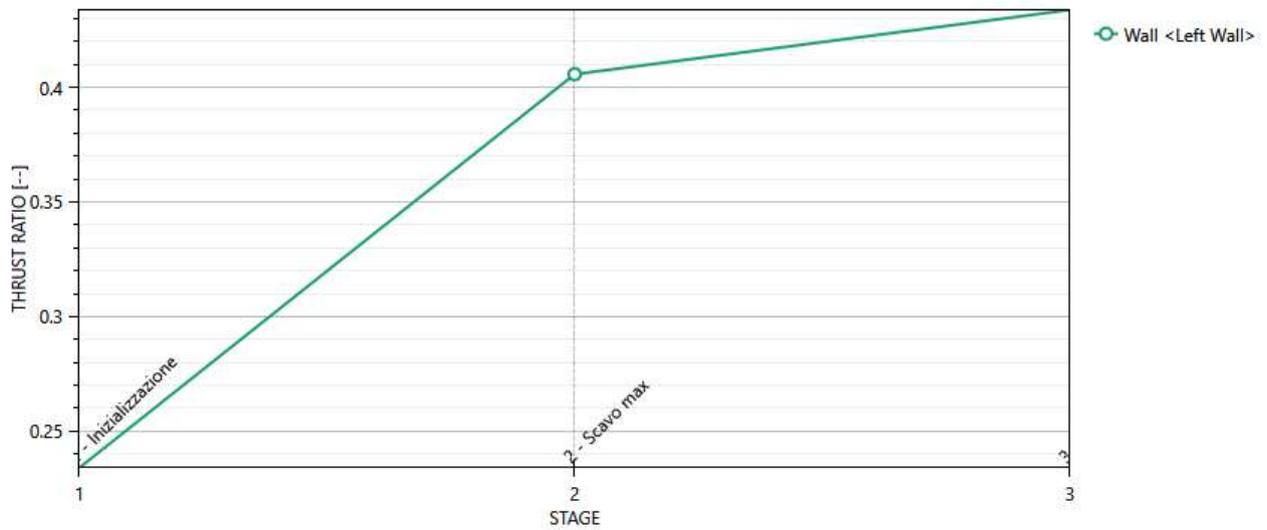


Figura 7 - Sezione 1, Involuppo SLU GEO – resistenza passiva mobilitata, max $R_p/R_{p,lim} = 43\%$

18.7 Verifiche di resistenza palancole

Per le palancole si adotta la metodologia di verifica in accordo con la normativa italiana vigente (NTC 2008) e con l'Eurocodice 3 (EN 1993-5). Per le verifiche si considera cautelativamente per l'acciaio $f_{yk} = 270$ MPa.

Le azioni interne allo stato limite ultimo, N_{Ed} , M_{Ed} and V_{Ed} , sono ottenute dal paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Si determina quindi:

$$M_{Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \cdot \beta_B \quad \text{momento resistente di progetto per sezioni di classe 1 e 2}$$

dove:

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico

β_B è un coefficiente riduttivo per palancole a U, dipendente dal numero di palancole interconnesse e dal tipo di suolo

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad \text{resistenza a taglio di progetto}$$

Se la forza di taglio agente di progetto V_{Ed} è maggiore del 50% della resistenza di progetto V_{Rd} , il momento resistente si riduce secondo la seguente espressione:

$$M_{Rd} = \left(\beta_B \cdot W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w \cdot \sin \alpha} \right) f_{yd} \quad \text{momento resistente ridotto}$$

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2$$

Data l'azione assiale resistente del palancolato $N_{Rd} = A \cdot f_{yd}$, dove A è la sezione resistente, se il rapporto N_{Ed}/N_{Rd} è maggiore di 0.25 per palancole ad U, o maggiore di 0.1 per palancole a Z, il momento resistente si riduce secondo la seguente espressione:

$$M_{N,Rd} = k \cdot M_{Rd} (1 - N_{Ed} / N_{Rd}) \leq M_{Rd} \quad \text{momento resistente ridotto}$$

dove:

$k = 1.33$ per palancole ad U

$k = 1.11$ per palancole a Z

Essendo $N_{Ed} \leq N_{Rd}$, $M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \leq M_{Rd}$, $V_{Ed} \leq V_{Rd}$, come mostrato nelle seguenti tabelle, la verifica è soddisfatta.

Profile Type:	U_Z_Sheet_Pile							
Profile:	PU 12							
Steel Grade:	S 270							
$f_{yk} =$	270	N/mm ²	=	270000	kN/m ²	characteristic yield stress		
$\gamma_{m,slu} =$	1.05					steel partial factor		
$f_{yd} =$	257	N/mm ²	=	257143	kN/m ²	design yield stress		
type:	2							
class:	U							
$W_{el} =$	1200	cm ³ /m	=	0.0012	m ³ /m	section elastic modulus - major pr		
$A =$	140	cm ² /m	=	0.014	m ² /m	section area		
$W_{pl} =$	1457	cm ³ /m	=	0.0015	m ³ /m	section plastic modulus - major pr		
$A_v =$	52.5	cm ² /m	=	0.0053	m ² /m	shear area		
$b =$	600	mm	=	0.6	m	width		
$h =$	360	mm	=	0.36	m	height		
$t_w =$	9	mm	=	0.009	m	web thickness		
$t_f =$	9.8	mm	=	0.0098	m	flange thickness		
$\alpha =$	50.4°	deg				web inclination		
$\beta_B =$	1.0					reduction coefficient		
$n =$	0.00					axial load strength ratio		

DESIGN ACTIONS			DESIGN RESISTANCE				CHECK
(F_{Ed})			(R_d)				(>1)
N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	N_{Rd}	M_{Rd}	V_{Rd}	$M_{N,Rd}$	$(R_d/F_{Ed})_{min}$
kN/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	--
0	24	19	3600	375	780	375	15.35

OK

18.8 Appendice A – Report di calcolo “Paratie Plus”

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	1 - L (S)	19	19	30		0		Constant		8000	20000								

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -5.5 m

Muro di sinistra

Sezione : PU12-S275

Area equivalente : 0.014 m

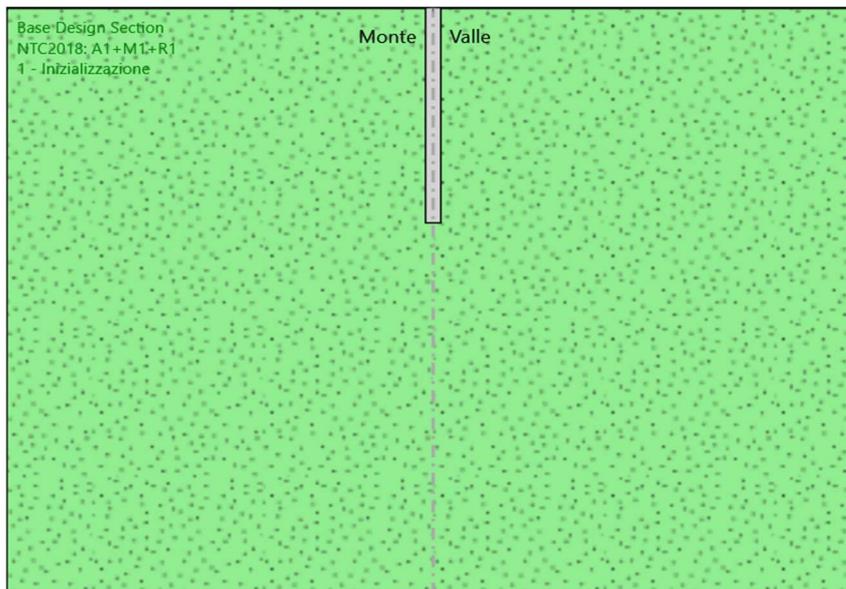
Inerzia equivalente : 0.0002 m⁴/m

Profilo palancola : PU_12



Fasi di Calcolo

1 - Inizializzazione



1 - Inizializzazione

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -25 m

Falda di destra : -25 m

Elementi strutturali

Paratia : Palancolato

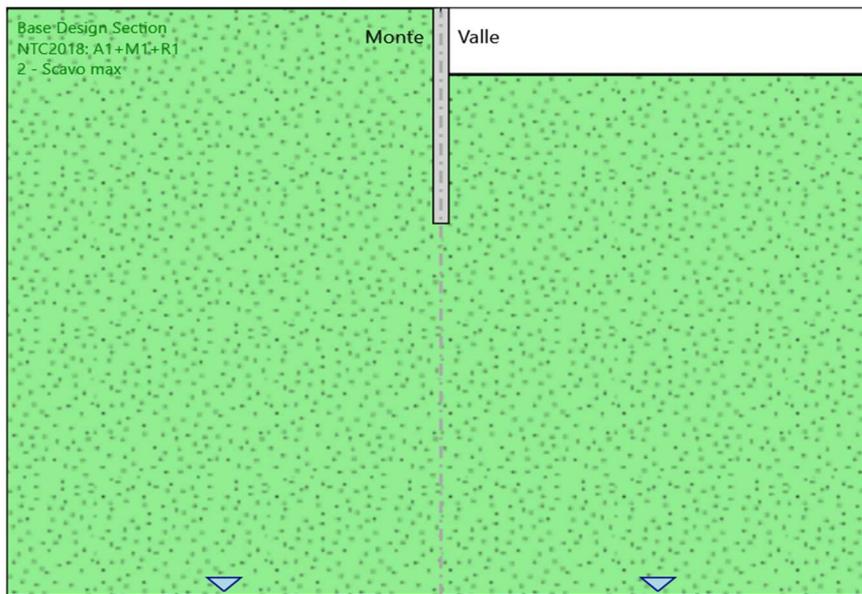
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -5.5 m

Sezione : PU12-S275

2 - Scavo max



2 - Scavo max

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1.7 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)
0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)
-1.7 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -15 m

Falda di destra : -15 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Palancolato

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -5.5 m

Sezione : PU12-S275

3 - Extra scavo NTC



3 - Extra scavo NTC

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1.9 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)
0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)
-1.9 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -15 m

Falda di destra : -15 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Palancolato

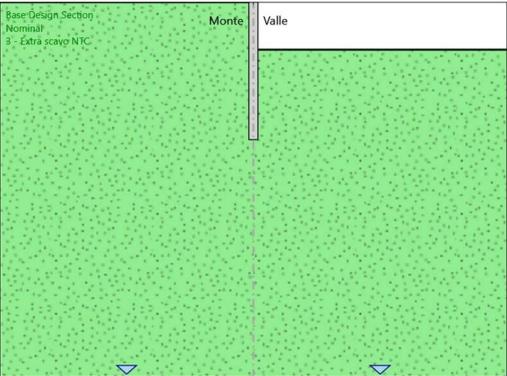
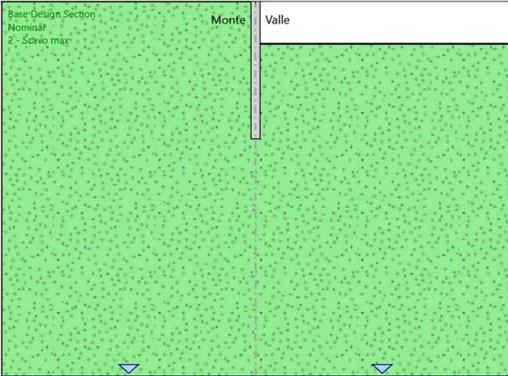
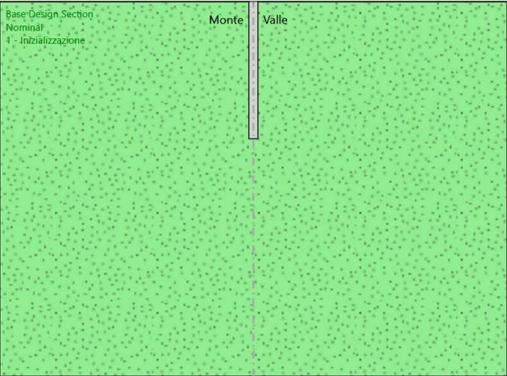
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -5.5 m

Sezione : PU12-S275

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



Grafici dei Risultati

Design Assumption : Nominal

Tabella Spostamento Nominal - LEFT Stage: 1 - Inizializzazione

Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Spostamento	Muro: LEFT
Stage	Z (m)	Spostamento orizzontale (mm)
1 - Inizializzazione	0	0
1 - Inizializzazione	-0.2	0
1 - Inizializzazione	-0.4	0
1 - Inizializzazione	-0.6	0
1 - Inizializzazione	-0.8	0
1 - Inizializzazione	-1	0
1 - Inizializzazione	-1.2	0
1 - Inizializzazione	-1.4	0
1 - Inizializzazione	-1.6	0
1 - Inizializzazione	-1.8	0
1 - Inizializzazione	-2	0
1 - Inizializzazione	-2.2	0
1 - Inizializzazione	-2.4	0
1 - Inizializzazione	-2.6	0
1 - Inizializzazione	-2.8	0
1 - Inizializzazione	-3	0
1 - Inizializzazione	-3.2	0
1 - Inizializzazione	-3.4	0
1 - Inizializzazione	-3.6	0
1 - Inizializzazione	-3.8	0
1 - Inizializzazione	-4	0
1 - Inizializzazione	-4.2	0
1 - Inizializzazione	-4.4	0
1 - Inizializzazione	-4.6	0
1 - Inizializzazione	-4.8	0
1 - Inizializzazione	-5	0
1 - Inizializzazione	-5.2	0
1 - Inizializzazione	-5.4	0
1 - Inizializzazione	-5.5	0

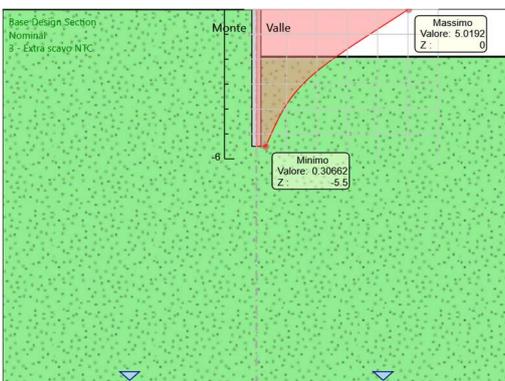
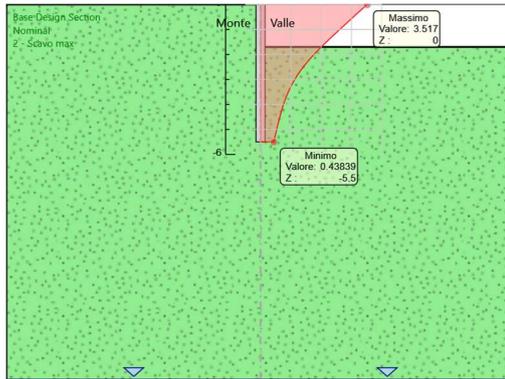
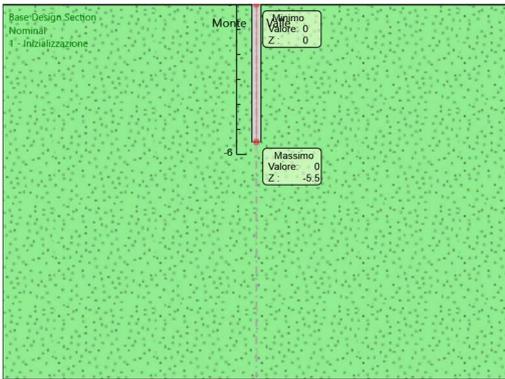
Tabella Spostamento Nominal - LEFT Stage: 2 - Scavo max

Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Spostamento	Muro: LEFT
Stage	Z (m)	Spostamento orizzontale (mm)
2 - Scavo max	0	3.52
2 - Scavo max	-0.2	3.34
2 - Scavo max	-0.4	3.15
2 - Scavo max	-0.6	2.97
2 - Scavo max	-0.8	2.79
2 - Scavo max	-1	2.61
2 - Scavo max	-1.2	2.44
2 - Scavo max	-1.4	2.26
2 - Scavo max	-1.6	2.09
2 - Scavo max	-1.8	1.92
2 - Scavo max	-2	1.77
2 - Scavo max	-2.2	1.62
2 - Scavo max	-2.4	1.48
2 - Scavo max	-2.6	1.35
2 - Scavo max	-2.8	1.23
2 - Scavo max	-3	1.13
2 - Scavo max	-3.2	1.04
2 - Scavo max	-3.4	0.95
2 - Scavo max	-3.6	0.88
2 - Scavo max	-3.8	0.82
2 - Scavo max	-4	0.76
2 - Scavo max	-4.2	0.71
2 - Scavo max	-4.4	0.66
2 - Scavo max	-4.6	0.62
2 - Scavo max	-4.8	0.57
2 - Scavo max	-5	0.53
2 - Scavo max	-5.2	0.5
2 - Scavo max	-5.4	0.46
2 - Scavo max	-5.5	0.44

Tabella Spostamento Nominal - LEFT Stage: 3 - Extra scavo NTC

Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Spostamento	Muro: LEFT
Stage	Z (m)	Spostamento orizzontale (mm)
3 - Extra scavo NTC	0	5.02
3 - Extra scavo NTC	-0.2	4.76
3 - Extra scavo NTC	-0.4	4.51
3 - Extra scavo NTC	-0.6	4.25
3 - Extra scavo NTC	-0.8	4
3 - Extra scavo NTC	-1	3.74
3 - Extra scavo NTC	-1.2	3.49
3 - Extra scavo NTC	-1.4	3.24
3 - Extra scavo NTC	-1.6	2.99
3 - Extra scavo NTC	-1.8	2.75
3 - Extra scavo NTC	-2	2.52
3 - Extra scavo NTC	-2.2	2.29
3 - Extra scavo NTC	-2.4	2.08
3 - Extra scavo NTC	-2.6	1.88
3 - Extra scavo NTC	-2.8	1.7
3 - Extra scavo NTC	-3	1.53
3 - Extra scavo NTC	-3.2	1.38
3 - Extra scavo NTC	-3.4	1.24
3 - Extra scavo NTC	-3.6	1.12
3 - Extra scavo NTC	-3.8	1
3 - Extra scavo NTC	-4	0.9
3 - Extra scavo NTC	-4.2	0.81
3 - Extra scavo NTC	-4.4	0.72
3 - Extra scavo NTC	-4.6	0.64
3 - Extra scavo NTC	-4.8	0.56
3 - Extra scavo NTC	-5	0.49
3 - Extra scavo NTC	-5.2	0.42
3 - Extra scavo NTC	-5.4	0.34
3 - Extra scavo NTC	-5.5	0.31

Grafici Spostamento in tabella



Risultati Paratia

Tabella Risultati Paratia Nominal - Stage: 1 - Inizializzazione

Design Assumption: Nominal Risultati Paratia		Muro: LEFT	
Stage	Z (m)	Momento (kN*m/m)	Taglio (kN/m)
1 - Inizializzazione	0	0	0
1 - Inizializzazione	-0.2	0	0
1 - Inizializzazione	-0.4	0	0
1 - Inizializzazione	-0.6	0	0
1 - Inizializzazione	-0.8	0	0
1 - Inizializzazione	-1	0	0
1 - Inizializzazione	-1.2	0	0
1 - Inizializzazione	-1.4	0	0
1 - Inizializzazione	-1.6	0	0
1 - Inizializzazione	-1.8	0	0
1 - Inizializzazione	-2	0	0
1 - Inizializzazione	-2.2	0	0
1 - Inizializzazione	-2.4	0	0
1 - Inizializzazione	-2.6	0	0
1 - Inizializzazione	-2.8	0	0
1 - Inizializzazione	-3	0	0
1 - Inizializzazione	-3.2	0	0
1 - Inizializzazione	-3.4	0	0
1 - Inizializzazione	-3.6	0	0
1 - Inizializzazione	-3.8	0	0
1 - Inizializzazione	-4	0	0
1 - Inizializzazione	-4.2	0	0
1 - Inizializzazione	-4.4	0	0
1 - Inizializzazione	-4.6	0	0
1 - Inizializzazione	-4.8	0	0
1 - Inizializzazione	-5	0	0
1 - Inizializzazione	-5.2	0	0
1 - Inizializzazione	-5.4	0	0
1 - Inizializzazione	-5.5	0	0

Tabella Risultati Paratia Nominal - Stage: 2 - Scavo max

Design Assumption: Nominal Risultati Paratia		Muro: LEFT	
Stage	Z (m)	Momento (kN*m/m)	Taglio (kN/m)
2 - Scavo max	0	0	-0.28
2 - Scavo max	-0.2	-0.06	-0.28
2 - Scavo max	-0.4	-0.22	-0.82
2 - Scavo max	-0.6	-0.54	-1.59
2 - Scavo max	-0.8	-1.06	-2.6
2 - Scavo max	-1	-1.82	-3.81
2 - Scavo max	-1.2	-2.87	-5.25
2 - Scavo max	-1.4	-4.25	-6.89
2 - Scavo max	-1.6	-6	-8.76
2 - Scavo max	-1.8	-8.17	-10.83
2 - Scavo max	-2	-10.44	-11.35
2 - Scavo max	-2.2	-12.15	-8.57
2 - Scavo max	-2.4	-13.12	-4.87
2 - Scavo max	-2.6	-13.47	-1.73
2 - Scavo max	-2.8	-13.3	0.85
2 - Scavo max	-3	-12.72	2.91
2 - Scavo max	-3.2	-11.82	4.51
2 - Scavo max	-3.4	-10.68	5.66
2 - Scavo max	-3.6	-9.4	6.42
2 - Scavo max	-3.8	-8.03	6.85
2 - Scavo max	-4	-6.63	6.98
2 - Scavo max	-4.2	-5.26	6.85
2 - Scavo max	-4.4	-3.97	6.49
2 - Scavo max	-4.6	-2.79	5.9
2 - Scavo max	-4.8	-1.77	5.1
2 - Scavo max	-5	-0.94	4.11
2 - Scavo max	-5.2	-0.36	2.94
2 - Scavo max	-5.4	-0.04	1.57
2 - Scavo max	-5.5	0	0.41

Tabella Risultati Paratia Nominal - Stage: 3 - Extra scavo NTC

Design Assumption: Nominal Risultati Paratia		Muro: LEFT	
Stage	Z (m)	Momento (kN*m/m)	Taglio (kN/m)
3 - Extra scavo NTC	0	0	-0.28
3 - Extra scavo NTC	-0.2	-0.06	-0.28
3 - Extra scavo NTC	-0.4	-0.22	-0.82
3 - Extra scavo NTC	-0.6	-0.54	-1.59
3 - Extra scavo NTC	-0.8	-1.06	-2.6
3 - Extra scavo NTC	-1	-1.82	-3.81
3 - Extra scavo NTC	-1.2	-2.87	-5.25
3 - Extra scavo NTC	-1.4	-4.25	-6.89
3 - Extra scavo NTC	-1.6	-6	-8.76
3 - Extra scavo NTC	-1.8	-8.17	-10.83
3 - Extra scavo NTC	-2	-10.79	-13.12
3 - Extra scavo NTC	-2.2	-13.56	-13.86
3 - Extra scavo NTC	-2.4	-15.82	-11.28
3 - Extra scavo NTC	-2.6	-17.2	-6.92
3 - Extra scavo NTC	-2.8	-17.69	-2.45
3 - Extra scavo NTC	-3	-17.44	1.23
3 - Extra scavo NTC	-3.2	-16.61	4.19
3 - Extra scavo NTC	-3.4	-15.32	6.43
3 - Extra scavo NTC	-3.6	-13.71	8.07
3 - Extra scavo NTC	-3.8	-11.88	9.14
3 - Extra scavo NTC	-4	-9.94	9.71
3 - Extra scavo NTC	-4.2	-7.97	9.83
3 - Extra scavo NTC	-4.4	-6.07	9.53
3 - Extra scavo NTC	-4.6	-4.3	8.83
3 - Extra scavo NTC	-4.8	-2.75	7.77
3 - Extra scavo NTC	-5	-1.48	6.35
3 - Extra scavo NTC	-5.2	-0.56	4.58
3 - Extra scavo NTC	-5.4	-0.07	2.48
3 - Extra scavo NTC	-5.5	0	0.65

Grafico Momento Nominal

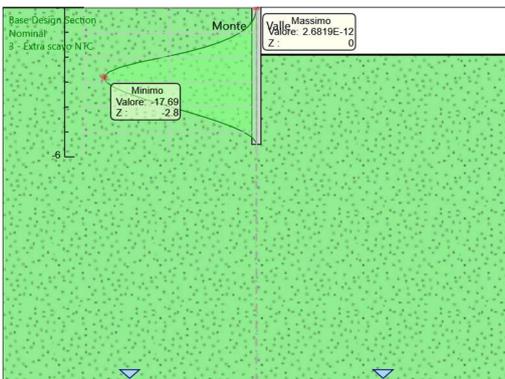
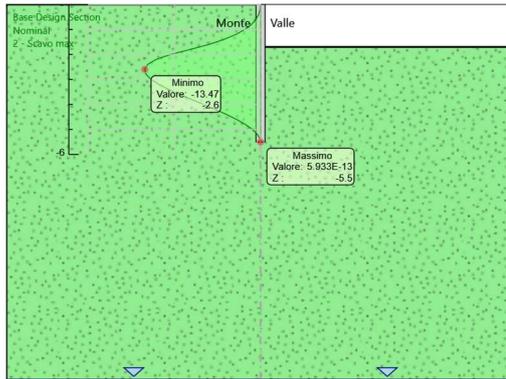
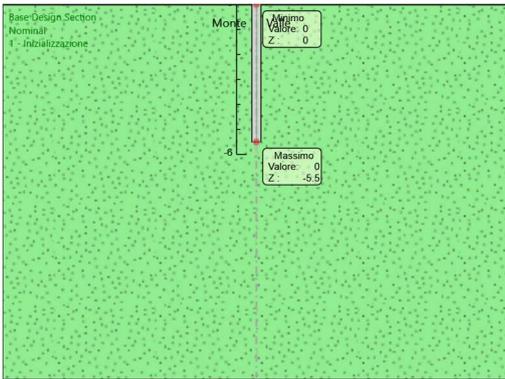
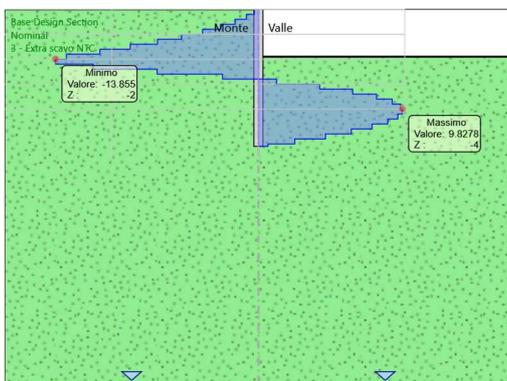
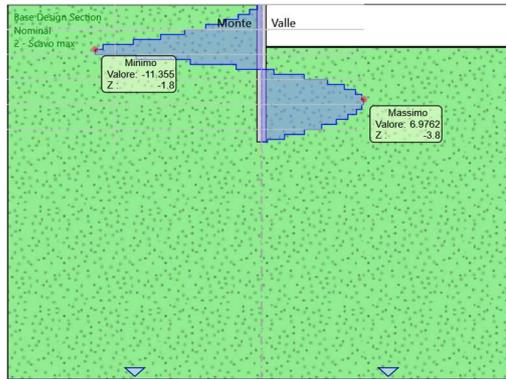
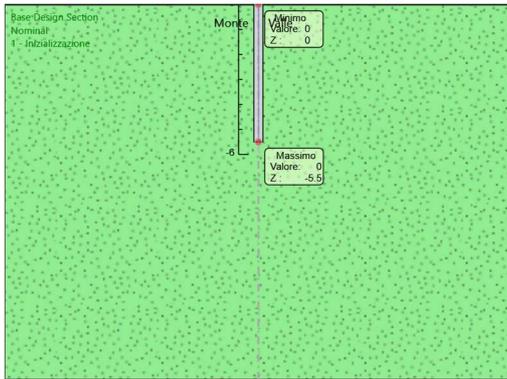


Grafico Taglio Nominal



Risultati Terreno

Tabella Risultati Terreno Left Wall - Nominal - 1 - Inizializzazione

Design Assumption: Nominal Risultati Terreno													
Stage	Z (m)	Sigma V (kPa)	Sigma H (kPa)	Muro: LEFT	Lato	LEFT	Stato	Ka	Kp	Coesione (kPa)	Pore (kPa)	Gradiente U* (kPa)	Peq (kPa)
1 - Inizializzazione	0	0	0	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	0
1 - Inizializzazione	-0.2	3.8	3.002	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	3.002
1 - Inizializzazione	-0.4	7.6	6.004	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	6.004
1 - Inizializzazione	-0.6	11.4	9.006	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	9.006
1 - Inizializzazione	-0.8	15.2	12.008	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	12.008
1 - Inizializzazione	-1	19	15.01	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	15.01
1 - Inizializzazione	-1.2	22.8	18.012	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	18.012
1 - Inizializzazione	-1.4	26.6	21.014	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	21.014
1 - Inizializzazione	-1.6	30.4	24.016	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	24.016
1 - Inizializzazione	-1.8	34.2	27.018	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	27.018
1 - Inizializzazione	-2	38	30.02	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	30.02
1 - Inizializzazione	-2.2	41.8	33.022	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	33.022
1 - Inizializzazione	-2.4	45.6	36.024	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	36.024
1 - Inizializzazione	-2.6	49.4	39.026	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	39.026
1 - Inizializzazione	-2.8	53.2	42.028	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	42.028
1 - Inizializzazione	-3	57	45.03	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	45.03
1 - Inizializzazione	-3.2	60.8	48.032	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	48.032
1 - Inizializzazione	-3.4	64.6	51.034	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	51.034
1 - Inizializzazione	-3.6	68.4	54.036	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	54.036
1 - Inizializzazione	-3.8	72.2	57.038	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	57.038
1 - Inizializzazione	-4	76	60.04	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	60.04
1 - Inizializzazione	-4.2	79.8	63.042	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	63.042
1 - Inizializzazione	-4.4	83.6	66.044	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	66.044
1 - Inizializzazione	-4.6	87.4	69.046	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	69.046
1 - Inizializzazione	-4.8	91.2	72.048	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	72.048
1 - Inizializzazione	-5	95	75.05	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	75.05
1 - Inizializzazione	-5.2	98.8	78.052	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	78.052
1 - Inizializzazione	-5.4	102.6	81.054	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	81.054
1 - Inizializzazione	-5.5	104.5	82.555	V-C	0.2794.639	0	0	0	0	0	0	0	82.555

Design Assumption: Nominal Risultati Terreno			Muro:	LEFT	Lato	RIGHT				
Stage	Z (m)	Sigma V (kPa)	Sigma H (kPa)	Stato	Ka	Kp	Coesione (kPa)	Pore (kPa)	Gradiente U* (kPa)	Peq (kPa)
1 - Inizializzazione	0	0	0	V-C	0.2794.639		0	0	0	0
1 - Inizializzazione	-0.2	3.8	3.002	V-C	0.2794.639		0	0	0	3.002
1 - Inizializzazione	-0.4	7.6	6.004	V-C	0.2794.639		0	0	0	6.004
1 - Inizializzazione	-0.6	11.4	9.006	V-C	0.2794.639		0	0	0	9.006
1 - Inizializzazione	-0.8	15.2	12.008	V-C	0.2794.639		0	0	0	12.008
1 - Inizializzazione	-1	19	15.01	V-C	0.2794.639		0	0	0	15.01
1 - Inizializzazione	-1.2	22.8	18.012	V-C	0.2794.639		0	0	0	18.012
1 - Inizializzazione	-1.4	26.6	21.014	V-C	0.2794.639		0	0	0	21.014
1 - Inizializzazione	-1.6	30.4	24.016	V-C	0.2794.639		0	0	0	24.016
1 - Inizializzazione	-1.8	34.2	27.018	V-C	0.2794.639		0	0	0	27.018
1 - Inizializzazione	-2	38	30.02	V-C	0.2794.639		0	0	0	30.02
1 - Inizializzazione	-2.2	41.8	33.022	V-C	0.2794.639		0	0	0	33.022
1 - Inizializzazione	-2.4	45.6	36.024	V-C	0.2794.639		0	0	0	36.024
1 - Inizializzazione	-2.6	49.4	39.026	V-C	0.2794.639		0	0	0	39.026
1 - Inizializzazione	-2.8	53.2	42.028	V-C	0.2794.639		0	0	0	42.028
1 - Inizializzazione	-3	57	45.03	V-C	0.2794.639		0	0	0	45.03
1 - Inizializzazione	-3.2	60.8	48.032	V-C	0.2794.639		0	0	0	48.032
1 - Inizializzazione	-3.4	64.6	51.034	V-C	0.2794.639		0	0	0	51.034
1 - Inizializzazione	-3.6	68.4	54.036	V-C	0.2794.639		0	0	0	54.036
1 - Inizializzazione	-3.8	72.2	57.038	V-C	0.2794.639		0	0	0	57.038
1 - Inizializzazione	-4	76	60.04	V-C	0.2794.639		0	0	0	60.04
1 - Inizializzazione	-4.2	79.8	63.042	V-C	0.2794.639		0	0	0	63.042
1 - Inizializzazione	-4.4	83.6	66.044	V-C	0.2794.639		0	0	0	66.044
1 - Inizializzazione	-4.6	87.4	69.046	V-C	0.2794.639		0	0	0	69.046
1 - Inizializzazione	-4.8	91.2	72.048	V-C	0.2794.639		0	0	0	72.048
1 - Inizializzazione	-5	95	75.05	V-C	0.2794.639		0	0	0	75.05
1 - Inizializzazione	-5.2	98.8	78.052	V-C	0.2794.639		0	0	0	78.052
1 - Inizializzazione	-5.4	102.6	81.054	V-C	0.2794.639		0	0	0	81.054
1 - Inizializzazione	-5.5	104.5	82.555	V-C	0.2794.639		0	0	0	82.555

Tabella Risultati Terreno Left Wall - Nominal - 2 - Scavo max

Design Assumption: Nominal Risultati Terreno											
Stage	Z (m)	Sigma V (kPa)	Sigma H (kPa)	Muro: LEFT		Lato LEFT		Coesione (kPa)	Pore (kPa)	Gradiente U* (kPa)	Peq (kPa)
				Stato	Ka	Kp					
2 - Scavo max	0	10	2.79	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	2.79
2 - Scavo max	-0.2	9.633	2.688	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	2.688
2 - Scavo max	-0.4	13.945	3.891	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	3.891
2 - Scavo max	-0.6	17.932	5.003	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	5.003
2 - Scavo max	-0.8	21.829	6.09	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	6.09
2 - Scavo max	-1	25.688	7.167	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	7.167
2 - Scavo max	-1.2	29.527	8.238	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	8.238
2 - Scavo max	-1.4	33.356	9.306	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	9.306
2 - Scavo max	-1.6	37.178	10.373	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	10.373
2 - Scavo max	-1.8	40.995	11.437	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	11.437
2 - Scavo max	-2	44.808	12.501	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	12.501
2 - Scavo max	-2.2	48.619	13.71	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	13.71
2 - Scavo max	-2.4	52.428	18.844	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	18.844
2 - Scavo max	-2.6	56.236	23.801	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	23.801
2 - Scavo max	-2.8	60.043	28.577	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	28.577
2 - Scavo max	-3	63.849	33.174	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	33.174
2 - Scavo max	-3.2	67.808	37.721	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	37.721
2 - Scavo max	-3.4	71.603	41.981	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	41.981
2 - Scavo max	-3.6	75.4	46.097	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	46.097
2 - Scavo max	-3.8	79.196	50.087	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	50.087
2 - Scavo max	-4	82.869	53.872	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	53.872
2 - Scavo max	-4.2	86.672	57.67	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	57.67
2 - Scavo max	-4.4	90.475	61.396	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	61.396
2 - Scavo max	-4.6	94.277	65.068	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	65.068
2 - Scavo max	-4.8	98.08	68.703	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	68.703
2 - Scavo max	-5	101.882	72.313	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	72.313
2 - Scavo max	-5.2	105.684	75.909	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	75.909
2 - Scavo max	-5.4	109.485	79.5	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	79.5
2 - Scavo max	-5.5	111.386	81.295	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	81.295

Design Assumption: Nominal Risultati Terreno			Muro:	LEFT	Lato	RIGHT					
Stage	Z (m)	Sigma V (kPa)	Sigma H (kPa)	Stato	Ka	Kp	Coesione (kPa)	Pore (kPa)	Gradiente U* (kPa)	Peq (kPa)	
2 - Scavo max	0	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	0
2 - Scavo max	-0.2	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	0
2 - Scavo max	-0.4	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	0
2 - Scavo max	-0.6	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	0
2 - Scavo max	-0.8	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	0
2 - Scavo max	-1	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	0
2 - Scavo max	-1.2	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	0
2 - Scavo max	-1.4	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	0
2 - Scavo max	-1.6	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	0
2 - Scavo max	-1.8	1.9	8.814	PASSIVE	0.2794.639		0	0	0	0	8.814
2 - Scavo max	-2	5.7	26.442	PASSIVE	0.2794.639		0	0	0	0	26.442
2 - Scavo max	-2.2	9.5	32.209	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	32.209
2 - Scavo max	-2.4	13.3	34.505	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	34.505
2 - Scavo max	-2.6	17.1	36.711	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	36.711
2 - Scavo max	-2.8	20.9	38.914	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	38.914
2 - Scavo max	-3	24.7	41.153	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	41.153
2 - Scavo max	-3.2	28.5	43.45	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	43.45
2 - Scavo max	-3.4	32.3	45.81	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	45.81
2 - Scavo max	-3.6	36.1	48.235	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	48.235
2 - Scavo max	-3.8	39.9	50.72	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	50.72
2 - Scavo max	-4	43.7	53.257	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	53.257
2 - Scavo max	-4.2	47.5	55.839	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	55.839
2 - Scavo max	-4.4	51.3	58.455	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	58.455
2 - Scavo max	-4.6	55.1	61.096	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	61.096
2 - Scavo max	-4.8	58.9	63.754	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	63.754
2 - Scavo max	-5	62.7	66.42	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	66.42
2 - Scavo max	-5.2	66.5	69.089	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	69.089
2 - Scavo max	-5.4	70.3	71.755	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	71.755
2 - Scavo max	-5.5	72.2	73.087	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	0	73.087

Tabella Risultati Terreno Left Wall - Nominal - 3 - Extra scavo NTC

Design Assumption: Nominal Risultati Terreno											
Stage	Z (m)	Sigma V (kPa)	Sigma H (kPa)	Muro: LEFT		Lato LEFT		Coesione (kPa)	Pore (kPa)	Gradiente U* (kPa)	Peq (kPa)
				Stato	Ka	Kp					
3 - Extra scavo NTC	0	10	2.79	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	2.79
3 - Extra scavo NTC	-0.2	9.633	2.688	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	2.688
3 - Extra scavo NTC	-0.4	13.945	3.891	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	3.891
3 - Extra scavo NTC	-0.6	17.932	5.003	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	5.003
3 - Extra scavo NTC	-0.8	21.829	6.09	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	6.09
3 - Extra scavo NTC	-1	25.688	7.167	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	7.167
3 - Extra scavo NTC	-1.2	29.527	8.238	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	8.238
3 - Extra scavo NTC	-1.4	33.356	9.306	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	9.306
3 - Extra scavo NTC	-1.6	37.178	10.373	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	10.373
3 - Extra scavo NTC	-1.8	40.995	11.437	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	11.437
3 - Extra scavo NTC	-2	44.808	12.501	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	12.501
3 - Extra scavo NTC	-2.2	48.619	13.565	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	13.565
3 - Extra scavo NTC	-2.4	52.428	14.628	ACTIVE	0.279	4.639	0	0	0	0	14.628
3 - Extra scavo NTC	-2.6	56.236	16.51	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	16.51
3 - Extra scavo NTC	-2.8	60.043	22.212	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	22.212
3 - Extra scavo NTC	-3	63.849	27.683	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	27.683
3 - Extra scavo NTC	-3.2	67.808	33.047	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	33.047
3 - Extra scavo NTC	-3.4	71.603	38.067	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	38.067
3 - Extra scavo NTC	-3.6	75.4	42.887	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	42.887
3 - Extra scavo NTC	-3.8	79.196	47.53	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	47.53
3 - Extra scavo NTC	-4	82.869	51.921	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	51.921
3 - Extra scavo NTC	-4.2	86.672	56.285	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	56.285
3 - Extra scavo NTC	-4.4	90.475	60.546	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	60.546
3 - Extra scavo NTC	-4.6	94.277	64.727	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	64.727
3 - Extra scavo NTC	-4.8	98.08	68.852	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	68.852
3 - Extra scavo NTC	-5	101.882	72.94	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	72.94
3 - Extra scavo NTC	-5.2	105.684	77.008	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	77.008
3 - Extra scavo NTC	-5.4	109.485	81.068	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	81.068
3 - Extra scavo NTC	-5.5	111.386	83.097	UL-RL	0.279	4.639	0	0	0	0	83.097

Design Assumption: Nominal Risultati Terreno			Muro:	LEFT	Lato	RIGHT					
Stage	Z (m)	Sigma V (kPa)	Sigma H (kPa)	Stato	Ka	Kp	Coesione (kPa)	Pore (kPa)	Gradiente U* (kPa)	Peq (kPa)	
3 - Extra scavo NTC	0	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	
3 - Extra scavo NTC	-0.2	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	
3 - Extra scavo NTC	-0.4	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	
3 - Extra scavo NTC	-0.6	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	
3 - Extra scavo NTC	-0.8	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	
3 - Extra scavo NTC	-1	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	
3 - Extra scavo NTC	-1.2	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	
3 - Extra scavo NTC	-1.4	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	
3 - Extra scavo NTC	-1.6	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	
3 - Extra scavo NTC	-1.8	0	0	REMOVED	0	0	0	0	0	0	
3 - Extra scavo NTC	-2	1.9	8.814	PASSIVE	0.2794.639		0	0	0	8.814	
3 - Extra scavo NTC	-2.2	5.7	26.442	PASSIVE	0.2794.639		0	0	0	26.442	
3 - Extra scavo NTC	-2.4	9.5	36.414	V-C	0.2794.639		0	0	0	36.414	
3 - Extra scavo NTC	-2.6	13.3	38.86	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	38.86	
3 - Extra scavo NTC	-2.8	17.1	40.642	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	40.642	
3 - Extra scavo NTC	-3	20.9	42.439	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	42.439	
3 - Extra scavo NTC	-3.2	24.7	44.295	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	44.295	
3 - Extra scavo NTC	-3.4	28.5	46.231	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	46.231	
3 - Extra scavo NTC	-3.6	32.3	48.252	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	48.252	
3 - Extra scavo NTC	-3.8	36.1	50.355	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	50.355	
3 - Extra scavo NTC	-4	39.9	52.534	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	52.534	
3 - Extra scavo NTC	-4.2	43.7	54.776	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	54.776	
3 - Extra scavo NTC	-4.4	47.5	57.069	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	57.069	
3 - Extra scavo NTC	-4.6	51.3	59.4	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	59.4	
3 - Extra scavo NTC	-4.8	55.1	61.756	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	61.756	
3 - Extra scavo NTC	-5	58.9	64.126	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	64.126	
3 - Extra scavo NTC	-5.2	62.7	66.5	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	66.5	
3 - Extra scavo NTC	-5.4	66.5	68.872	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	68.872	
3 - Extra scavo NTC	-5.5	68.4	70.056	UL-RL	0.2794.639		0	0	0	70.056	

Grafico Risultati Terreno Sigma V

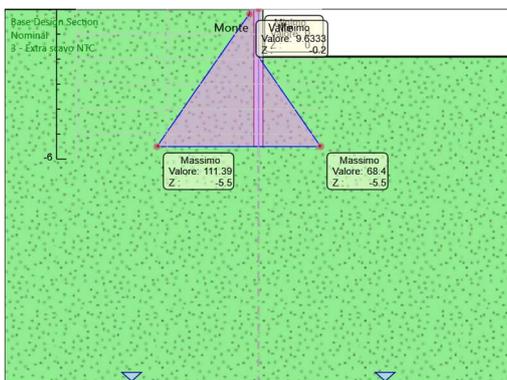
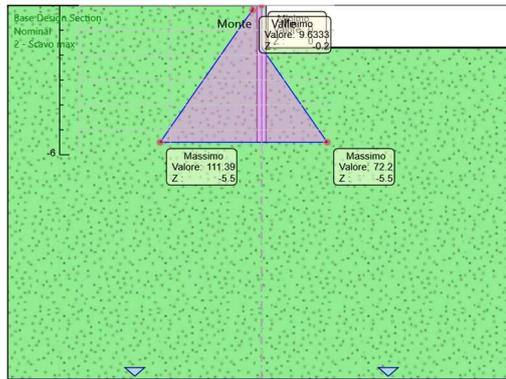
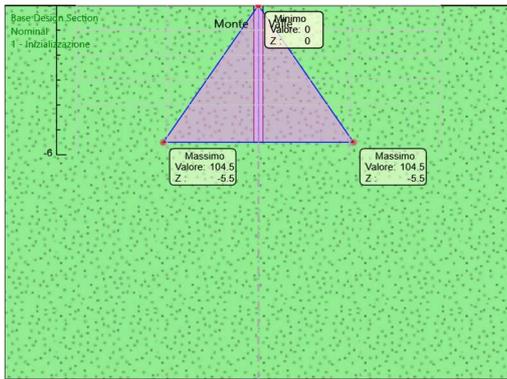


Grafico Risultati Terreno Sigma H

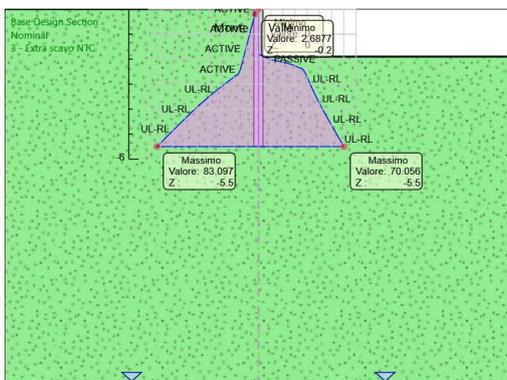
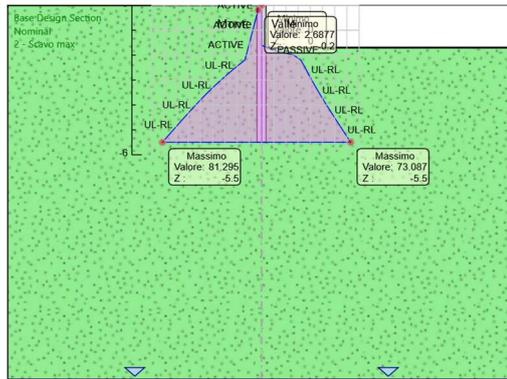
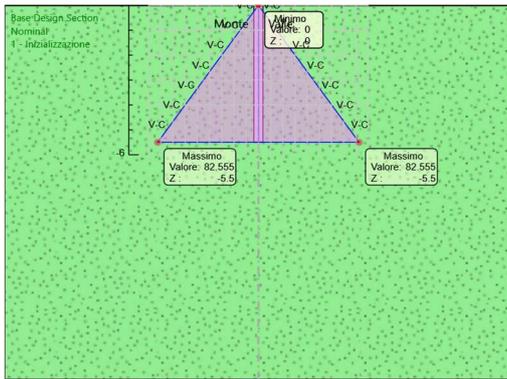


Grafico Risultati Terreno Pore

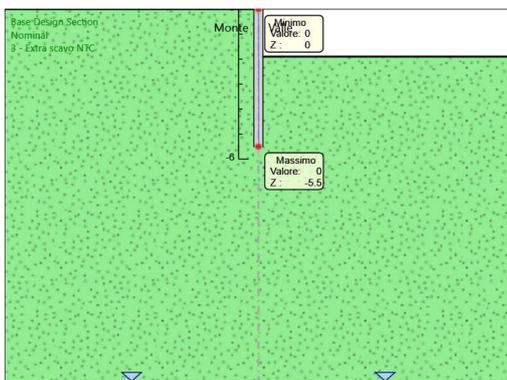
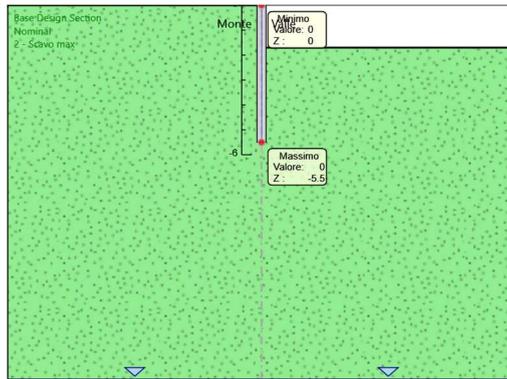
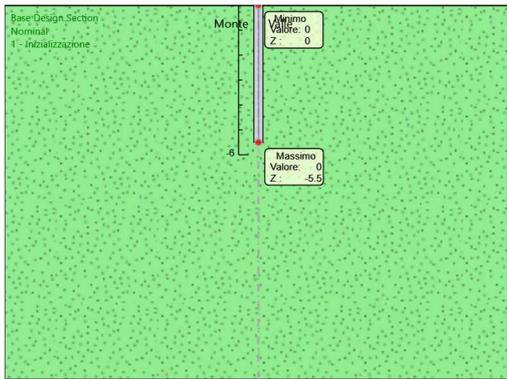
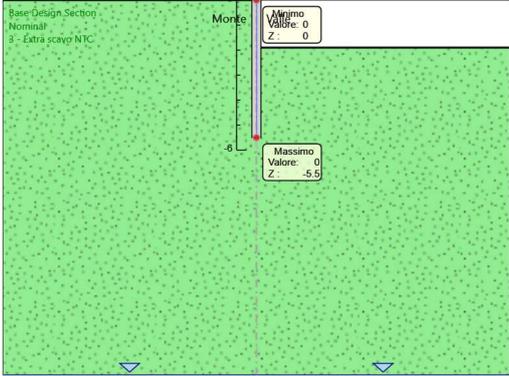
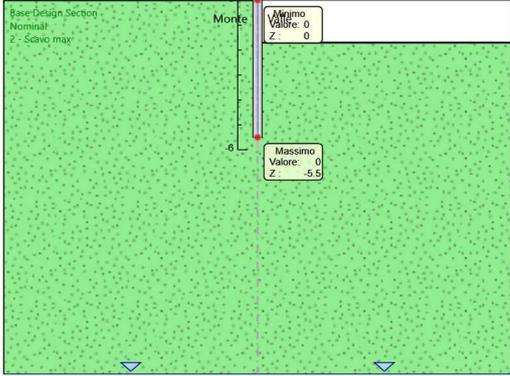
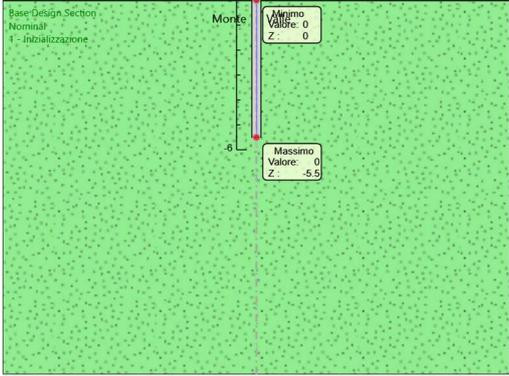


Grafico Risultati Terreno Gradiente



Grafico Risultati Terreno U*



Riepilogo spinte

Design Assumption: Nominal Stage	Tipo Risultato: Riepilogo spinte Vera effettiva (kN/m)	Muro: Pressione neutra (kN/m)	LEFT Vera Totale (kN/m)	Lato Min ammissibile (kN/m)	LEFT Max ammissibile (kN/m)	Percentuale di resistenza massima	Vera / Attiva
1 - Inizializzazione	227	0	227	80.2	1333.1	17.03%	2.83
2 - Scavo max	181.4	0	181.4	90.7	1507.6	12.03%	2
3 - Extra scavo NTC	173.6	0	173.6	90.7	1507.6	11.51%	1.91

Design Assumption: Nominal Stage	Tipo Risultato: Riepilogo spinte Vera effettiva (kN/m)	Muro: Pressione neutra (kN/m)	LEFT Vera Totale (kN/m)	Lato Min ammissibile (kN/m)	RIGHT Max ammissibile (kN/m)	Percentuale di resistenza massima	Vera / Attiva
1 - Inizializzazione	227	0	227	80.2	1333.1	17.03%	2.83
2 - Scavo max	181.4	0	181.4	38.3	636.8	28.49%	4.74
3 - Extra scavo NTC	173.6	0	173.6	34.4	571.6	30.37%	5.05